

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Ocelový tovární komín

Steel factory chimney

Student:

Bc. Jan Pavlišťík

Vedoucí diplomové práce:

Ing. Roman Fojtík, Ph.D.

Ostrava 2014

## Zadání diplomové práce

Student:	<b>Bc. Jan Pavlišťík</b>
Studijní program:	N3607 Stavební inženýrství
Studijní obor:	3607T037 Konstrukce staveb
Téma:	Ocelový tovární komín Steel factory chimney

### Zásady pro vypracování:

1. Teoretický rozbor ocelových komínových těles
2. Návrh variant konstrukčního řešení.
3. Stanovení účinků zatížení působící na konstrukci (vítr, teplota, zemětřesení).
4. Statický výpočet nosné konstrukce.
5. Návrh a posouzení vybraných spojů s přihlédnutím k únavové odolnosti.
6. Výrobní dokumentace základní konstrukce komínového tělesa.

### Seznam doporučené odborné literatury:

- [1] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991-1-4: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná pravidla zatížení – Zatížení větrem.
- [3] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [4] ČSN EN 1993-3-2: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 3-2: Stožáry a komíny - Komíny.
- [5] ČSN EN 1993-1-9: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-9: Únava.
- [6] ČSN EN 1998-1: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby.
- [7] ČSN EN 1998-6: Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení - Část 6: Věže, stožáry a komíny.
- [8] Pikner, M., Fischer, O.: Zatížení staveb větrem, ČKAIT, Praha, 2003.
- [9] Studnička, J., Macháček, J., Votlučka L.: Ocelové konstrukce 20, Pozemní stavby, Praha, 1998.
- [10] Wald, F. a kol.: Prvky ocelových konstrukcí – Příklady podle Eurokódů, Praha, 1998
- [11] Odborné časopisy – Konstrukce, Stavitel, Stahlbau
- [12] Internet

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **Ing. Roman Fojtík, Ph.D.**

Datum zadání: 28.02.2014

Datum odevzdání: 01.12.2014



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.  
*vedoucí katedry*



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.  
*děkan fakulty*

### **Prohlášení studenta**

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě 1. prosince 2014

.....

Jan Pavlišťík

### **Prohlašuji, že**

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- беру на ве́домі, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně, ke své vnitřní potřebě, diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3 ).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- беру на ве́домі, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě 1. prosince 2014

.....

Jan Pavlišťík

## **Anotace**

Předmětem diplomové práce je popsání obvykle se vyskytujících konstrukčních variant ocelových továrních komínů a následné nadimenzování jedné z nich podle představ investora. Touto představou je samonosný, plnostěnný komín vetknutý do základu. Součástí je také žebřík s ochranným košem a ochoz.

V práci je vytvořen model válcové skořepiny, u které jsou zjišťovány dynamické charakteristiky i tvary vybočení při boulení, nutné k posouzení. Kromě obvyklého zatížení větrem je také uvažováno se zatížením od teploty a zemětřesení. Vedle běžných mezních stavů byla konstrukce posouzena na únavu a boulení.

Součástí této práce je také výrobní dokumentace ocelové skořepiny včetně příslušenství a montážní dokumentace.

**Klíčová slova:** ocelový komín, skořepina, zemětřesení, vítr

## **Annotation**

The subject of this diploma thesis is to describe usually occurring structural variants of steel factory chimneys and to design one of them according to idea of an investor. This idea is self-supporting, solid chimney which is fixed to the foundation. It also includes a ladder with a safety cage and a gallery.

Model of cylindrical shell is made in this thesis and dynamic characteristics as well as shapes of buckling are detected. This characteristics are necessary to make an assessment. Temperature and earthquake loads are taken into account besides usual wind load. Next to the common limit states design was assessed for fatigue and buckling.

Part of this work is also production documentation of steel shell including accessories and assembly documentation.

**Key words:** steel chimney, shell, earthquake, wind



## Obsah

1. Úvod.....	13
2. Rozbor komínových těles .....	13
2.1. Nenosné vložky .....	13
2.2. Nenosné komíny .....	14
2.3. Nosné komíny.....	15
3. Návrh konstrukce komínu.....	16
4. Zatížení .....	17
4.1. Stálé zatížení.....	17
4.2. Užitné zatížení .....	18
4.3. Zatížení sněhem, námrazou .....	18
4.4. Zatížení větrem .....	18
4.4.1. Výpočet dynamického tlaku.....	19
4.4.2. Výpočet součinitelů tlaku pro skořepinový model.....	20
4.4.3. Zatížení na prutový model.....	22
4.4.4. Srovnání prutového a skořepinového modelu .....	23
4.4.5. Kmitání kolmo na směr větru.....	23
4.4.6. Ovávání .....	25
4.4.7. Galloping.....	26
4.5. Zatížení zemětřesením.....	26
4.6. Zatížení teplotou .....	27
5. Tvorba modelu .....	29
6. Posouzení konstrukce.....	37
6.1. Mezní stav plasticity.....	37
6.2. Mezní stav cyklické plastifikace.....	38
6.3. Mezní stav boulení.....	39
6.4. Mezní stav únavy.....	39
6.5. Mezní stavy použitelnosti.....	41
7. Posouzení vybraného styčnicku.....	42
7.1. Posouzení únosnosti kotevní závitové tyče .....	43
7.2. Posouzení kotevní závitové tyče na únavu .....	45
8. Závěr .....	48



9.	Seznam použité literatury.....	50
10.	Použitý software .....	51
11.	Seznam příloh.....	51

## Seznam použitého značení

### velká písmena latinské abecedy

A	součet průmětů ploch prvků	[m <sup>2</sup> ]
A <sub>c</sub>	celková plocha obálky	[m <sup>2</sup> ]
E	Youngův modul pružnosti	[GPa]
F <sub>w</sub>	síly od větru	[kN·m <sup>-1</sup> ]
F <sub>b</sub>	smyková síla v základu	[kN]
G	poryvový součinitel	
HMH	Huber Mises Hencky	
I <sub>v</sub>	intenzita turbulence	
MKP	metoda konečných prvků	
N	počet cyklů	
N <sub>i</sub>	ekvivalentní počet cyklů	
Re	Reynoldsovo číslo	
S	součinitel podloží	
S <sub>d</sub> (T <sub>c</sub> )	spektrum pružné odezvy	
St	Strouhalovo číslo	
T	perioda vlastních kmitů	[s]
T <sub>0</sub>	výchozí teplota	[°C]
T <sub>in</sub>	teplota spalin	[°C]
T <sub>max</sub>	maximální teplota vzduchu	[°C]
T <sub>min</sub>	minimální teplota vzduchu	[°C]
T <sub>out,neosl</sub>	teplota na neosluněné straně	[°C]
T <sub>out,osl</sub>	teplota na osluněné straně	[°C]
W <sub>s</sub>	tíha nosné části komínu, zajišťující tuhost komínu	[kN]
W <sub>t</sub>	celková tíha komínu	[kN]

malá písmena latinské abecedy

$a_{gR}$	referenční (návrhové) zrychlení základové půdy typu A	$[m \cdot s^{-2}]$
$b$	šířka konstrukce (průměr)	$[m]$
$c_d$	dynamický součinitel	
$c_{dir}$	součinitel směru	
$c_e$	součinitel expozice	
$c_f$	součinitel síly	
$c_{f,0}$	součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců	
$c_{pe}$	součinitel vnějšího tlaku	
$c_{p,0}$	součinitel vnějšího tlaku bez vlivu proudění kolem volných konců	
$c_r$	součinitel drsnosti	
$c_o$	součinitel orografie	
$c_s$	součinitel velikosti konstrukce	
$c_{season}$	součinitel ročního období	
$f_y$	mez kluzu	$[MPa]$
$h$	výška konstrukce	$[m]$
$k$	ekvivalentní drsnost	$[mm]$
$k_I$	součinitel turbulence	
$k_r$	součinitel terénu / redukční součinitel zohledňující kolísání pravidelného rozdělení hmoty	
$l$	výška konstrukce (pro výpočet zatížení větrem)	$[m]$
$m$	sklon křivky únavové pevnosti / hmotnost	$[-/kg]$
$n_{i,0}$	vlastní frekvence při oválování	$[Hz]$
$n_{i,y}$	vlastní frekvence při kmitání kolmo na směr větru	$[Hz]$
$q$	součinitel duktility	
$q_0$	základní hodnota součinitele duktility	
$q_b$	referenční (základní) dynamický tlak (pro střední rychlost)	$[N \cdot m^{-2}]$
$q_p$	maximální charakteristický tlak	$[N \cdot m^{-2}]$
$r_{Rcr}$	faktor pružné únosnosti při boulení	
$t$	tloušťka skořepiny	$[m]$
$v_b$	základní rychlost větru	$[m \cdot s^{-1}]$
$v_{crit}$	kritická rychlost	$[m \cdot s^{-1}]$
$v_m$	střední rychlost větru	$[m \cdot s^{-1}]$
$v_{b,0}$	výchozí hodnota základní rychlosti větru	$[m \cdot s^{-1}]$
$z$	výška nad zemí	$[m]$
$z_0$	parametr drsnosti terénu	$[m]$

velká písmena řecké abecedy

$\Delta$	výchylka vrcholu komína / rozkmit napětí	[mm/MPa]
$\Delta T_{\min}$	změna teploty v zimě	[°C]
$\Delta T_{\text{out,osl}}$	změna teploty na osluněné straně	[°C]
$\Delta T_{\text{out,neosl}}$	změna teploty na neosluněné straně	[°C]

malá písmena řecké abecedy

$\gamma_{FF}$	dílčí součinitel spolehlivosti pro ekvivalentní konstantní rozkmit napětí	
$\gamma_M$	dílčí součinitel zatížení	
$\gamma_{Mf}$	dílčí součinitel spolehlivosti únavové pevnosti	
$\gamma_I$	součinitel významu konstrukce	
$\lambda$	součinitel ekvivalence / efektivní štíhlost	
$\mu_s$	hmotnost skořepiny na jednotku plochy	[kg·m <sup>-2</sup> ]
$\nu$	kinematická viskozita / Poissonovo číslo	[m <sup>2</sup> ·s <sup>-1</sup> /-]
$\rho$	měrná hmotnost vzduchu	[kg·m <sup>-3</sup> ]
$\sigma_E$	rozkmit napětí	[MPa]
$\sigma_{eq}$	srovnávací napětí HMH	[MPa]
$\sigma_G$	napětí od větru se započtením odezvy nárazu	[MPa]
$\sigma_M$	napětí od desetiminutové střední rychlosti větru	[MPa]
$\sigma_x$	normálové meridiální napětí	[MPa]
$\sigma_\theta$	normálové obvodové napětí	[MPa]
$\tau_{x\theta}$	smykové napětí v rovině	[MPa]
$\tau_{xn}$	smykové napětí od ohybu ve směru meridiánu	[MPa]
$\tau_{\theta n}$	smykové napětí od ohybu ve směru obvodu	[MPa]
$\varphi$	součinitel plnosti	
$\psi_\lambda$	redukční součinitel pro nosné prvky s koncovými efekty	
$\psi_{\lambda\alpha}$	součinitel koncového efektu pro kruhový válec	

## 1. Úvod

Pozemní stavby nezahrnují pouze občanskou nebo průmyslovou výstavbu, ale patří sem také technologické stavby, mezi které by se daly zařadit i komíny.

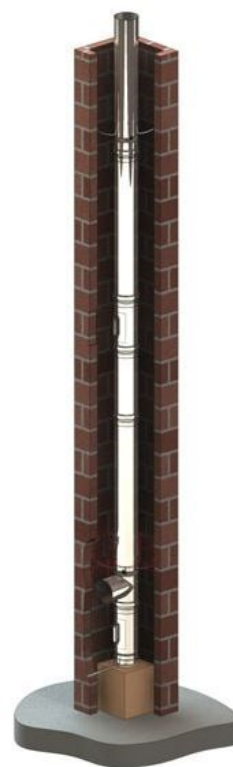
Primární funkcí těchto konstrukcí je zajištění odvodu spalin z objektu do volného ovzduší. V menší míře se také používají k ventilaci objektů. Správně navržený komín přispívá významně k požární bezpečnosti.

Odvod spalin či vzduchu zprostředkovává tah komína. Ten může být buď přirozený anebo umělý. Umělý tah je vytvořen ventilátory a je zejména tam, kde bývají plyny procházející komínem studené. Přirozený tah je způsoben nižší hustotou spalin, kterou mají díky své vyšší teplotě vůči okolnímu vzduchu. Tento tah je dán pouze konstrukcí komína a je závislý především na průměru komína a jeho výšce. V případě nižší teploty spalin je vhodné, aby byl komín tepelně izolován.

Výška a průměr komínových těles je rozhodující pro správnou funkci odvodu spalin a tyto parametry jsou vždy konkretizovány daným provozem.

Ze statického hlediska je komínové těleso velice štíhlá konstrukce, z čehož vyplývají specifika návrhů těchto konstrukcí. Nejvyšší budovy světa mají poměr výšky ku šířce cca 10/1. Komíny jsou natolik štíhlé, že se tento poměr pohybuje okolo 20/1. Tyto konstrukce jsou náchylné na dynamické jevy a únavu, neboť při této štíhlosti dochází k výraznému kmitání. Pokud se jedná o válcový ocelový komín, vstupují aerodynamické jevy jako je Karmánovo kmitání, galloping nebo boulení stěn.

Se všemi těmito jevy je nutné se při návrhu komínového tělesa vypořádat, a proto návrh komínových těles patří ke složitějším úlohám stavební praxe.



Obr. 1 – vyvložkování komínu

## 2. Rozbor komínových těles

### 2.1. Nenosné vložky

Za ocelová komínová tělesa lze považovat i komínové vložky, a proto zde budou také uvedeny.

Tyto vložky se používají především v případech, kdy je nutná rekonstrukce stávajícího komínu (Obr. 1). Důvody k rekonstrukci mohou být nevyhovující technický stav či změna předpisů.

Vložky jsou jednovrstvé, tvořené tenkým korozivzdorným či hliníkovým plechem. Mohou být také ohebné a v tomto případě jsou tvořeny z profilovaných nerezových pásků.

Výhodami jsou rychlá a bezpečná montáž, velká variabilita, okamžitá použitelnost a nízká cena ve srovnání se stavbou nového komínu.



Obr. 2 – trísložkový dílec

## 2.2. Nenosné komíny

V tomto případě se jedná o komíny, jejichž plášť je tak tenký, že není schopen odolávat zatížení a proto musí být kotveny k nosné konstrukci. Takovéto komíny bývají většinou trísložkové (Obr. 2), tvořeny dvěma nerezovými plechy, mezi kterými je vláknitá tepelná izolace.

Jako nosná konstrukce může být využita stěna domu (Obr. 3) nebo konstrukce zbudovaná výhradně pro připojení komínu. Takovéto konstrukce mohou být jak příhradové, (Obr. 4), tak i plnostěnné (Obr. 5). Na obrázcích (Obr. 6) je znázorněno několik možných variant.



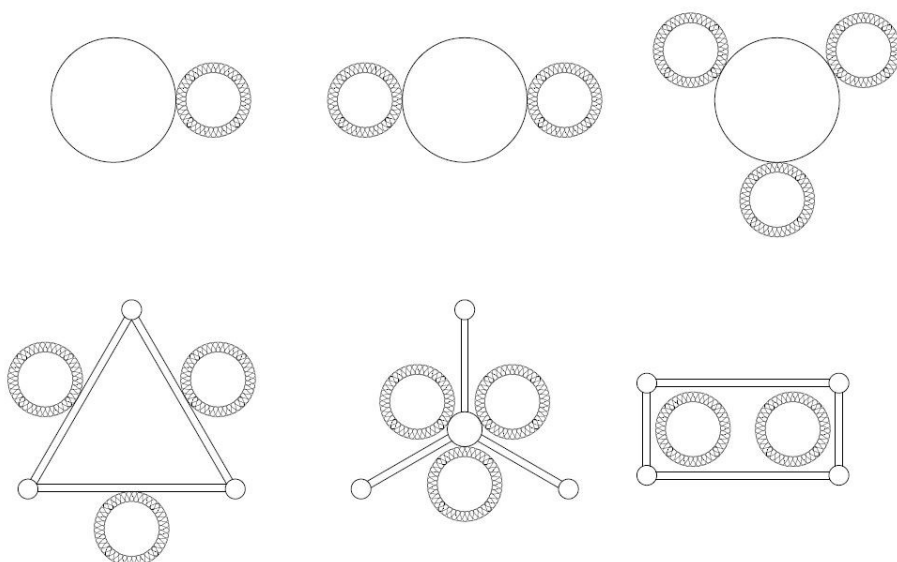
Obr. 3 - komín kotvený do stěny



Obr. 4 - komín s příhradovou konstrukcí



Obr. 5 – komín s ocelovou troubou



Obr. 6 - příklady upevnění komínu na nosnou konstrukci

### 2.3. Nosné komíny

U těchto komínů je opláštění zároveň nosnou konstrukcí a mohou být provedeny jak jednovrstvé tak i s izolací. Na tyto nosné konstrukce lze připojit jeden či více nenosných komínů (Obr. 7).

Při výšce do 60 m a průměru okolo 2 m je možno je navrhnut jako vetknuté do základů [1]. Se zvětšující se výškou či zmenšujícím průměrem se mohou kotvit lany a to obvykle ve 3 nebo 4 směrech. V případě kotvení se musí v návrhu myslet na rektifikovatelnost kotvení, aby bylo možno lana dopínat, a také na možnost přetrhnutí některého z nich.

Jelikož jsou komíny symetrické, může na nich docházet k cyklickému odtrhávání vírů a tím ke kmitání. Proto se často tato symetrie narušuje rozražeči větru, což jsou spirálovitě přivařené plechy (Obr. 7).



Obr. 7 - nosný komín

### 3. Návrh konstrukce komínu

Konstrukce byla navržena dle požadavků nejmenované firmy (Obr. 8), a proto zde nebylo příliš prostoru k řešení různých variant. Jelikož byly definovány rozměry a tvar komínu, jakožto i tloušťka plechu, řešily se především konstrukční detaily, kterými byly: patní plech a jeho výztuhy, tloušťka plechu sopouchu a montážní spoj skořepiny. Dále bylo potřeba vyřešit konstrukci ochozu a žebříku, jelikož nebyla nijak specifikována.

Konstrukce je 17 m vysoká a skládá se ze 2 montážních dílců spojených ve výšce 8 m. Tloušťka nosné skořepiny je 6 mm a jedná se o neizolovaný komín.

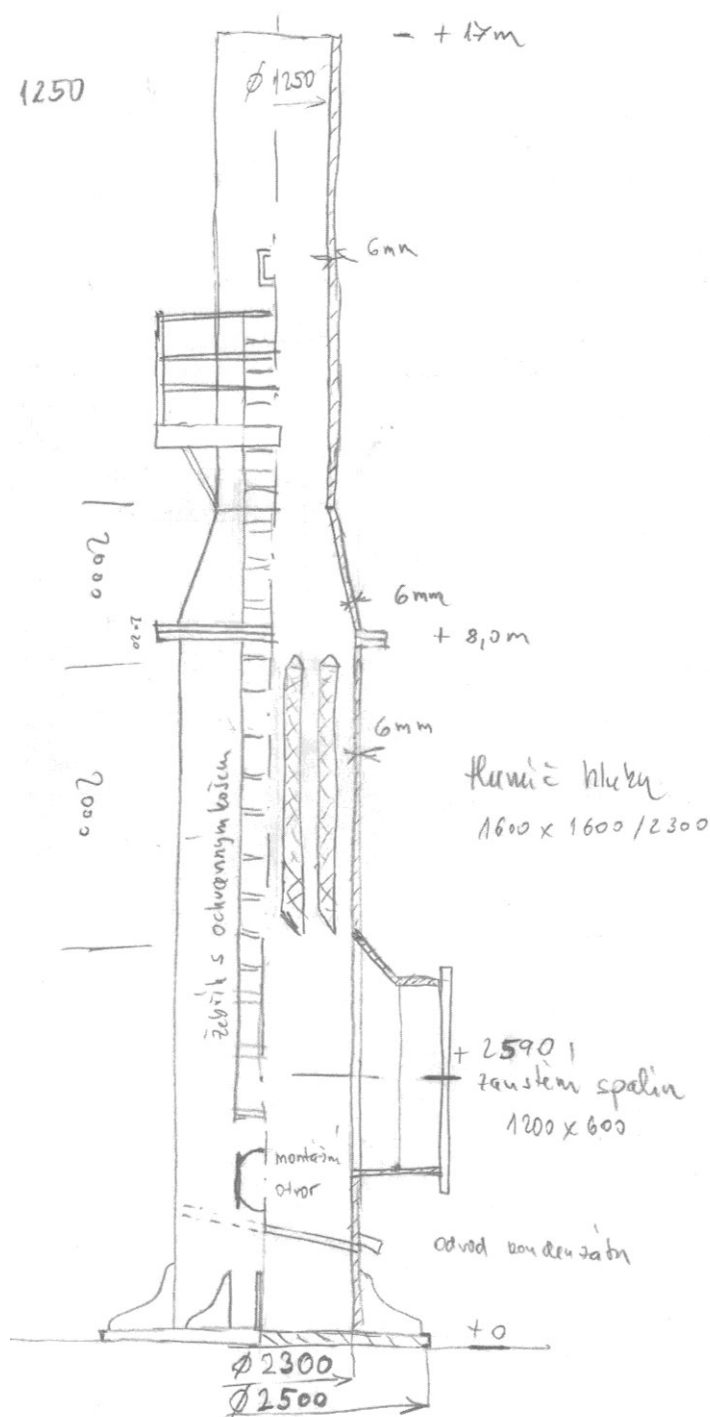
První dílec má průměr 2,3 m a ve výšce 2,0 m má otvor o velikosti 1,2 x 0,6 m pro zaústění spotřebičů.

Druhý montážní dílec má průměr 1,25 m a ve spodních 2 metrech se kónicky rozšiřuje na 2,3 m.

Součástí komínu je také ochoz ve výšce 11 m, ke kterému vede žebřík s ochranným košem.

Připojenými spotřebiči jsou 3 plynové nízkoteplotní kotle na zemní plyn typu H, z nichž dva jsou o výkonu 90 kW a jeden o výkonu 50 kW. V létě je v provozu pouze 50 kW kotel, v zimě všechny 3. Teplota spalin je 110 °C.

Abychom ověřili, zda by nebylo možno vymyslet staticky výhodnější řešení, byla vytvořena druhá varianta. Touto variantou byl komín se stejnými rozměry ale s tloušťkou plechu 2 mm, který tvořil pouze spalinovou cestu. Nosná konstrukce zde byla příhradová (Obr. 9) s vynecháním v místě sopouchu.



Obr. 8 - náčrt komínu



Ukázalo se, že při stejné hmotnosti konstrukce jsou deformace od zatížení větrem srovnatelné, avšak vlastní frekvence kmitání zhruba o 2 Hz nižší, takže méně bezpečná.

Poté co byla vzata v úvahu větší pracnost při výrobě a preference investora, byl ponechán původní skořepinový komín. Zde bylo následně zkoušeno, jestli by nemohlo být použito tenčího plechu. Tloušťka by se dala snížit na 5 mm, avšak byla ponechána na původní.

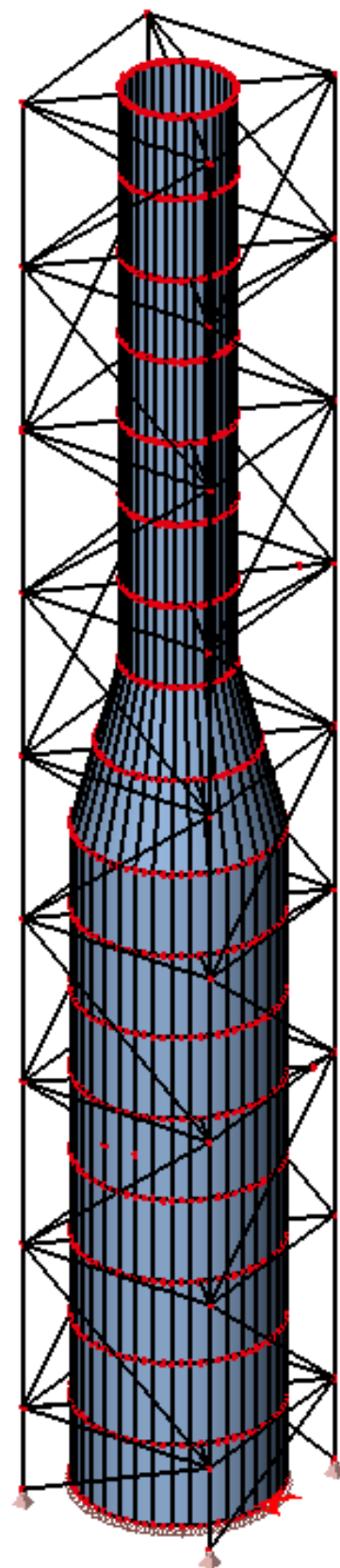
## 4. Zatížení

U komínů, jakožto vysokých a štíhlých staveb, bývají dominantními zatíženími především vlastní tíha a vítr, u kterého je třeba zohlednit dynamické vlastnosti konstrukce [1]. V této diplomové práci bude ale také uvažováno se zatíženími od zemětřesení, teploty a užitého zatížení.

Protože je komín konstrukcí značně odlišnou od ostatních pozemních staveb (haly, obytné budovy), má také odlišné dílčí součinitele spolehlivosti pro stálá a proměnná zatížení. Tyto součinitele závisí na třídě spolehlivosti, která byla dle ČSN EN 1993-3-2 [2] tabulky A.1 definována jako třída 2, což jsou běžné komíny. Pro stálá zatížení s nepříznivým účinkem je součinitel spolehlivosti 1,1 a pro proměnná s nepříznivým účinkem 1,4. Pro zatížení s příznivým účinkem či mimořádná zatížení se součinitele shodují s běžnými.

### 4.1. Stálé zatížení

Do stálého zatížení patří především vlastní tíha nosné konstrukce, která je počítána automaticky programem Scia Enginner 2013.1 [3] na základě průřezů prutů, tloušťky desek a stěn a objemové hmotnosti oceli. Dále je to zatížení od podlahových roštů.



Obr. 9 - příhradový komín

## 4.2. Užité zatížení

Užitná zatížení je dle ČSN EN 1993-3-1 [4] nutno uvažovat na prvcích se sklonem do 30°C od vodorovné roviny. U plošin je velikost zatížení stanovena na 2 kN/m<sup>2</sup> a na prutech jako soustředěné zatížení velikosti 1 kN, což představuje tíhu jednoho pracovníka. Dále se má uvažovat s vodorovným zatížením na zábradlích o velikosti 0,5 kN/m. Všechny zde uvedené hodnoty jsou charakteristické.

Protože se údržba nebo montáž neprovádí za nepříznivých podmínek, lze předpokládat, že zatížení působí za nepřítomnosti klimatických zatížení.

## 4.3. Zatížení sněhem, námrazou

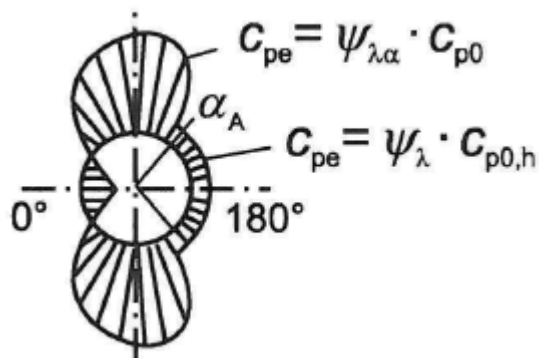
Zatížení sněhem nebude ve výpočetním modelu uvažováno, protože se na konstrukci nenachází plochy, kde by se mohlo udržet větší množství sněhu.

Zatížení námrazou v našem případě nebude také uvažováno, protože konstrukce bude po celou dobu životnosti teplejší než 0°C a proto se na ní nebude námraza vytvářet. V případě, kdy by byl provoz komínu chladnější (kondenzační kotle), bychom ovšem s námrazou museli počítat. V tom případě je třeba uvážit jak tíhu zmrzlé vody, tak především zvětšení návětrné plochy, což může u komínu, u kterého je zatížení větrem zatížením dominantním, představovat problém. Nesmí být také opomenuta změna vlastních frekvencí kmitání.

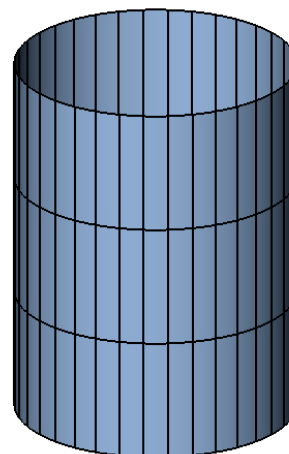
## 4.4. Zatížení větrem

Jak už bylo dříve zmíněno, zatížení větrem je dominantní, a proto mu bude věnována největší pozornost. Protože je konstrukce kruhová, a tudíž symetrická ve všech směrech, bude zatížení větrem uvažováno pouze v jednom směru. Výpočet je proveden dle normy ČSN EN 1991-1-4 [5].

Konstrukce je modelována jako válcová skořepina, a proto je zatížení vypočteno pomocí tlaků na příslušné plochy. Tyto tlaky se po obvodu značně mění (Obr. 10). V přední části (asi 80°) je konstrukce zatížena tlakem, který se se zvětšujícím úhlem mění na sání. Aby bylo možno konstrukci zatížit obdobně jak předepisuje norma, byla konstrukce rozdělena po obvodu na části po 10°. Zatížení se mění také po výšce konstrukce, takže byla rozdělena po 1 m. Část výsledné konstrukce je na Obr. 11. V textu je dále popsán výpočet pouze teoreticky. Kompletní výpočet je v příloze č. 2 této diplomové práce.



Obr. 10 - rozdělení tlaku po obvodu



Obr. 11 - část modelu konstrukce

Pro kontrolu je vytvořen také prutový model, na který je zatížení vypočítáno jako liniové. Tento model je posléze použit také pro kontrolu vlastních frekvencí.

#### 4.4.1. Výpočet dynamického tlaku

Tento výpočet je stejný jako u budov, a nebude zde tedy příliš rozváděn. Závisí především na rozměrech budovy, na umístění stavby, podle které spadá do jedné z pěti větrných oblastí, které se liší dle rychlosti větru. Dále také na kategorii terénu, ve které je konstrukce umístěna a které se liší v množství překážek v terénu. Méně významné jsou ve většině případů součinitele  $c_{dir}$ ,  $c_{season}$ ,  $c_0$ , které zohledňují směr větru, roční období a orografii terénu a jsou povětšinou rovny 1.

Ačkoli je zatížení větrem pro komíny dynamické, je možno dle čl. 6.2.d) brát pro komíny nižší než 60 m součinitel  $c_s c_d$  roven 1.

Základní rychlost větru:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (1)$$

Základní tlak větru:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (2)$$

Součinitel drsnosti terénu:

$$k_r = 0,19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (3)$$

$$c_r = k_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) \quad (4)$$

Střední rychlost větru:

$$v_m = c_r \cdot c_0 \cdot v_b \quad (5)$$

Intenzita turbulence:

$$I_v = \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (6)$$

Maximální charakteristický tlak:

$$q_p = [1 + 7 \cdot I_v] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \quad (7)$$

#### 4.4.2. Výpočet součinitelů tlaku pro skořepinový model

Zde nastává rozdíl oproti budovám, které bývají obvykle pravoúhlého půdorysu a zatížení se uvažuje s jednodušším průběhem. U běžných staveb se plochy rozdělí na poměrně malý počet oblastí, na kterých je tlak nebo sání větru, a na těchto oblastech je zatížení konstantní.

U komínů, popř. i u staveb s kruhovým půdorysem, se konstrukce musí po obvodu rozdělit mnohem hustěji, aby se co nejpřesněji vystihl normový průběh (Obr. 10). Velikost součinitele vnějšího tlaku není dána tabulkově jako u budov, ale vypočte se dle vztahu (8). Tlak na plochy je potom dán součinem charakteristického tlaku se součinitelem vnějšího tlaku, stejně jako u budov.

$$c_{pe} = c_{p,0} \cdot \psi_{\lambda\alpha} \quad (8)$$

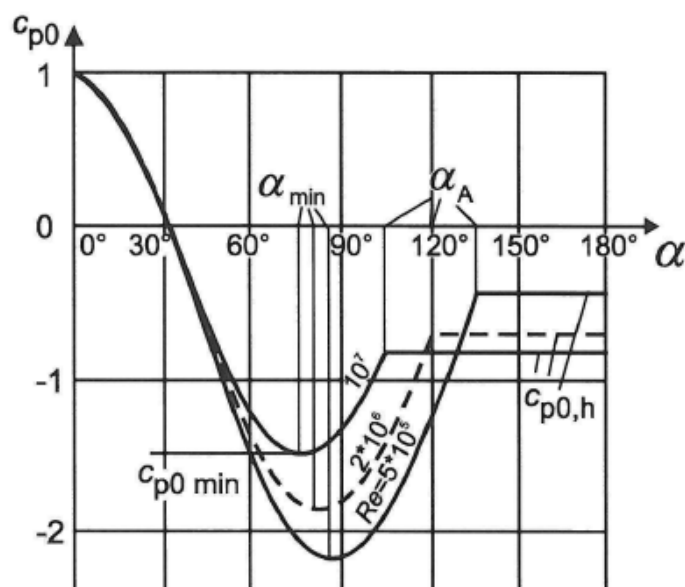
Součinitel  $c_{p,0}$  se dle velikosti Reynoldsova čísla (9) odečte z grafu (Obr. 12) pro každý úhel a typické hodnoty (např. součinitel tlaku na závětrné straně válce) se odečtou z Tab. 1. V této tabulce lze hodnoty lineárně interpolovat.

$$Re = \frac{b \cdot v_z}{\nu} = \frac{b \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot q_p}{\rho}}}{\nu} \quad (9)$$

$Re$	$\alpha_{min}$	$c_{p0,min}$	$\alpha_A$	$c_{p0,h}$
$5 \cdot 10^5$	85	-2,2	135	-0,4
$2 \cdot 10^6$	80	-1,9	120	-0,7
$10^7$	75	-1,5	105	-0,8

Kde  $\alpha_{min}$  je místo minimálního tlaku ve [°];  
 $c_{p0,min}$  hodnota součinitele minimálního tlaku;  
 $\alpha_A$  poloha bodu oddělení proudu ve [°];  
 $c_{p0,h}$  součinitel tlaku na závětrné straně válce.

Tab. 1 – typické hodnoty rozdělení tlaku na kruhových válkách

Obr. 12 – průběh  $c_{p,0}$  po obvodu kruhu

Součinitel koncového efektu  $\psi_{\lambda\alpha}$ , který zohledňuje vliv vírů při odtrhávání od konstrukce a závisí především na na štíhlosti prvku, se určí pro jednotlivé úhly podle následujícího výrazu.

$$\psi_{\lambda\alpha} = 1 \quad \text{pro } 0^\circ \leq \alpha \leq \alpha_{\min}$$

$$\psi_{\lambda\alpha} = \psi_\lambda + (1 - \psi_\lambda) \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_{\min}}{\alpha_A - \alpha_{\min}}\right)\right) \quad \text{pro } \alpha_{\min} \leq \alpha \leq \alpha_A$$

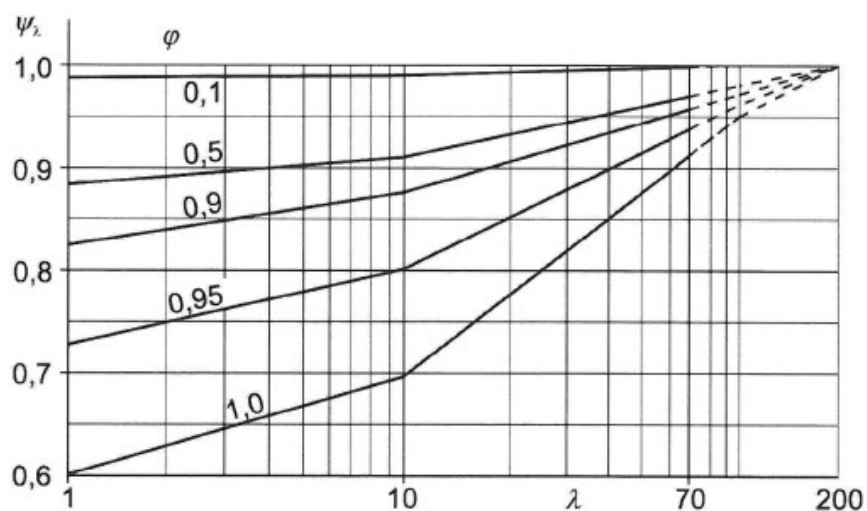
$$\psi_{\lambda\alpha} = \psi_\lambda \quad \text{pro } \alpha_A \leq \alpha \leq 180^\circ \quad (10)$$

Součinitel  $\psi_\lambda$  se odečte z grafu (Obr. 13) v závislosti na součiniteli plnosti  $\varphi$  a efektivní štíhlosti  $\lambda$ . Pro plnostěnné prvky, kterými je i náš komín, je součinitel plnosti roven 1. V případě např. příhradových nosných konstrukcí komínů se určí ze vztahu (11). Efektivní štíhlost je závislá na výšce a průměru komínu a pro válce s kruhovým průřezem se určí dle doporučených hodnot (12). V případě mezilehlých hodnot se určí lineární interpolací.

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (11)$$

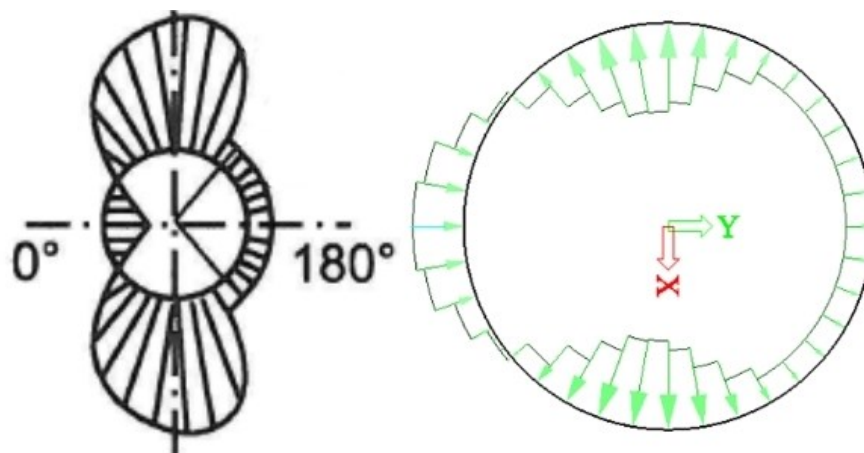
$$\lambda = \min\left\{\frac{0,7 \cdot l}{b}, 70\right\} \quad \text{pro } l \geq 50 \text{ m}$$

$$\lambda = \min\left\{\frac{l}{b}, 70\right\} \quad \text{pro } l < 15 \text{ m} \quad (12)$$



Obr. 13 – směrné hodnoty součinitele koncového efektu

Na následujícím obrázku můžeme porovnat spojitý normový průběh se zatížením na modelu, které je dle výše popsané metodiky na jednotlivých segmentech konstantní. Dle mého názoru je rozdělení po 10 stupních dostatečně přesné a další zjemňování by vedlo ke zbytečné pracnosti a k podstatně větší náročnosti modelu na výpočetní výkon.



Obr. 14 - srovnání zatížení

#### 4.4.3. Zatížení na prutový model

V tomto výpočtu byl komín rozdělen pouze na 3 části, a to spodní válcovou výšky 8 m s průměrem 2,3 m, horní válcovou výšky 7 m s průměrem 3 m a střední s tvarem komolého kužele výšky 2 m. Výpočet se provádí dle vztahu 13, kde tlak  $q_p(z_e)$  je tlak v nejvyšším bodě průřezu a součinitel síly  $c_f$  (14) je obdobou součinitele

vnějšího tlaku  $c_{pe}$  uvedeného výše. Jako materiál je uvažována pozinkovaná ocel, pro kterou je ekvivalentní drsnost rovna 0,2. V Tab. 2 je uvedeno zatížení na komín i s hodnotami, které byly použity ve výpočtu. Tato část je pro svou jednoduchost uvedena zde místo v příloze.

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A \quad (13)$$

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (14)$$

$$c_{f,0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{k}{b}\right)}{1 + 0,4 \cdot \log\left(\frac{Re}{10^6}\right)} \quad (15)$$

z [m]	$q_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	b [mm]	k	Re	$c_{f,0}$	$\psi_\lambda$	$c_f$	$F_w$ [kN/m]
8	0,612	2300	0,2	4,80E+06	0,767	0,72	0,552	0,777
10	0,668	1775	0,2	3,30E+06	0,760	0,72	0,548	0,649
17	0,808	1250	0,2	3,00E+06	0,777	0,72	0,560	0,565

Tab. 2 - výpočet zatížení větrem na prutový model

#### 4.4.4. Srovnání prutového a skořepinového modelu

V Tab. 3 je srovnání prutového a skořepinového modelu. Jedná se hodnoty pouze od vlastní tíhy a větru v místě vetknutí do základu. Jak můžeme vidět, hodnoty posouvajících sil jsou téměř shodné, z čehož lze soudit, že jsou hodnoty zatížení větrem pravděpodobně správně spočítány. O trochu větší rozdíl v ohybových momentech je dán rozdílným chováním skořepiny a prutu. Rozdíl normálových sil odpovídá váze patního plechu, který byl namodelován ve skořepinovém modelu.

	Skořepinový model	Prutový model	Rozdíl [%]
N [kN]	45,24	44,41	1,87
M [kNm]	94,81	89,94	5,41
V [kN]	11,62	11,47	1,29

Tab. 3 - srovnání prutového a skořepinového modelu

#### 4.4.5. Kmitání kolmo na směr větru

Komíny, jakožto velmi štíhlé konstrukce, mají tendenci kmitat nejenom ve směru větru, ale za určitých podmínek také kolmo na jeho směr. Toto kmitání je způsobeno střídavým odtrháváním vírů vzduchu na opačných stranách konstrukce, které vznikne

pokud rychlost větru dosáhne kritické. Velikost této rychlosti je v normě dána vztahem (17), který závisí na průměru skořepiny a vlastní frekvenci komínu. Tato rychlost musí splnit také požadavek daný v (16), kde 1,25 je pravděpodobně součinitel bezpečnosti.

Protože se jedná o významné únavové zatížení, bude se snad každý projektant snažit tomuto jevu vyhnout, čehož lze dosáhnout například instalací tlumičů, konstrukcí aerodynamického rozpražeče nebo zvýšením vlastní frekvence.

Vlastní frekvenci lze zvýšit:

- snížením výšky komínu, což asi u většiny komínů nepřipadá v úvahu
- zvětšením průměru komínu – tato úprava se jeví jako nejjednodušší řešení pro zvýšení vlastní frekvence
- v případě těžších ochozů kolem komínu změnšením jejich hmotnosti nebo úplným odstraněním

$$v_{crit} > 1,25 \cdot v_m \quad (16)$$

$$v_{crit} = \frac{b \cdot n_{i,y}}{st} \quad (17)$$

zde beru b jako vážený průměr obou průřezů

určení vlastní frekvence dle normového vztahu

$$n_y = \frac{\varepsilon_1 \cdot b}{h_{eff}^2} \cdot \sqrt{\frac{W_s}{W_t}} = \frac{1000 \cdot 1,25}{11^2} \cdot \sqrt{1} = 10,33 \text{ Hz}$$

$$h_{eff} = h_1 + \frac{h_2}{3} = 8 + \frac{9}{3} = 11 \text{ m}$$

$$\varepsilon_1 = 1000, \text{ pro ocelové komíny}$$

zde je b průměr ve vrcholu

V Tab. 4 je srovnání vlastních frekvencí, ve kterých je za základní hodnotu brána vlastní frekvence stanovená na skořepinovém modelu bez ochozu a žebříku. Tento model byl vytvořen proto, aby bylo možno srovnat vlastní frekvence s normovým postupem a prutovým modelem. V těchto variantách totiž nelze s příslušenstvím nijak počítat.



Odchylka normového modelu je způsobena tím, že v normě nejsou nijak upřesněny vztahy pro komíny s komolými částmi. Jsou zde pouze varianty s konstantním kruhovým průřezem a s komolou částí pouze dole. Kombinací těchto dvou variant byla určena efektivní výška a je pravděpodobné, že její hodnota není úplně přesná. Dále je to také proto, že se do výpočtu bere pouze průměr ve vrcholu ikdyž se průměr mění po výšce.

Odchylka prutového modelu je dána jiným typem konečných prvků.

Pro určení kritické rychlosti větru je brána nejrelevantnější hodnota, kterou je hodnota na skořepinovém modelu s ochozem a žebříkem.

	$n_y$ [Hz]	Rozdíl [%]
Dle normy	10,33	9,66
Prutový model	8,71	-7,54
Skořepinový model	9,42	0,00
Skořepinový model s příslušenstvím	7,70	-18,26

Tab. 4 - srovnání vlastních frekvencí

$$v_{crit} = \frac{1,805 \cdot 7,70}{0,18} = 77,21 \text{ m/s} > 1,25 \cdot v_m = 1,25 \cdot 21,74 = 27,175 \text{ m/s}$$

Jak můžeme vidět velikost kritické rychlosti je téměř 3x vyšší než 1,25 násobek střední rychlosti větru. Z toho lze usoudit, že komín nebude kmitat kolmo na směr větru, a proto se již nebudu dále zabývat výpočtem zatížení od odtrhávání vírů.

#### 4.4.6. Oválování

Jak je již z názvu patrné, oválování je jev, při kterém je původně kruhový tvar deformován nerovnoměrným zatížením od větru. Stejně jako u kmitání kolmo na směr větru uvádí norma, že oválování nenastane pokud je kritická rychlost vyšší než rychlost větru. Výpočet kritické rychlosti větru je zde ale odlišný (18) a vlastní frekvence se vztahují ke kmitání průřezu nikoli celé konstrukce. V porovnání (Tab. 5) proto nejsou uvedeny hodnoty od prutové konstrukce, protože tyto hodnoty pro ni nelze vůbec vypočítat.

Hodnoty uvedené u skořepinového modelu jsou pro model s žebříkem a ochozem, protože toto příslušenství nemá na oválování prakticky žádný vliv.

$$v_{crit} = \frac{b \cdot n_{i,0}}{2 \cdot St} \quad (18)$$

určení vlastní frekvence dle normového vztahu

$$n_0 = 0,492 \cdot \sqrt{\frac{t^3 \cdot E}{\mu_s \cdot (1-\nu^2) \cdot b^4}} = 0,492 \cdot \sqrt{\frac{0,006^3 \cdot 210 \cdot 10^9}{47,1 \cdot (1-0,3^2) \cdot 1,25^4}} = 10,24 \text{ Hz}$$

	$n_0$ [Hz]	Rozdíl [%]
Dle normy	10,24	-3,67
Skořepinový model	10,63	0,00

Tab. 5 – srovnání vlastních frekvencí při oválování

$$v_{crit} = \frac{1,805 \cdot 10,63}{2 \cdot 0,18} = 53,298 \text{ m/s} > 1,25 \cdot v_m = 1,25 \cdot 21,74 = 27,175 \text{ m/s}$$

Kritická rychlost pro oválování je zhruba 2x větší než 1,25 násobek střední rychlosti větru a proto konstrukce nebude oválovat.

Pokud by toto kritérium nevyhovělo, museli bychom průřez vyztužit příčnými prstenci.

4.4.7. Galloping

Galloping je samobuzené ohybové příčné kmitání, které obvykle pro kruhové průřezy nenastává. Zmiňován je zde proto, že nastává v případě spřažených válců, a proto kdyby se měl komín postavit do blízkosti jiného komína nebo jiné stavby s kruhovým průřezem, tak by s ním uvažováno být muselo. V případě spřažených válců může vznikat jak klasický, tak i interferenční galloping.

4.5. Zatížení zemětřesením

Ačkoli toto zatížení nebývá dle ČSN EN 13084-1[6] pro ocelové komíny významné, je v následujícím textu popsáno a v příloze č. 2 spočítáno.

Podle ČSN EN 1998-1 [7] lze v ČR konstrukce rozdělit do 3 kategorií:

- konstrukce s velmi malou seizmicitou, u kterých se zemětřesení nemusí vůbec zohledňovat. U těchto konstrukcí je (19) menší než 0,05g.
- konstrukce s malou seizmicitou, kde lze použít zjednodušený návrh. Tento návrh spočívá v dodržení konstrukčních zásad, kterými jsou především symetrie a její dostatečná duktilita. Jsou to konstrukce s (19) menší než 0,1g.

- konstrukce s velkou seizmicitou, u kterých se musí provést posouzení. Pro konstrukce s (19) větší než 0,1g.

Veličiny vstupující do vztahu (19) jsou referenční zrychlení půdy typu A ( $a_{gR}$ ), které se vyčte z mapy seizmických oblastí podobně jako např. vítr, součinitel významu ( $\gamma_I$ ) a součinitel podloží S, jenž převádí zeminu A na zeminu, která je skutečně v základech konstrukce. Součinitel podloží závisí na spektru pružné odezvy. Na Moravě a ve Slezsku se používá spektrum typu 1, v Čechách typ 2.

$$a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S = a_g \cdot S \quad (19)$$

Výpočet zatížení lze provést dvěma způsoby a to metodou příčných sil nebo modální analýzou pomocí spektra odezvy. Zvolena byla metoda příčných sil kvůli své jednoduchosti. Tuto metodu lze použít u pozemních staveb, jejichž odezva není v obou hlavních směrech ovlivněna vyššími tvary kmitání, než je základní tvar. Tento požadavek je splněn, pokud je konstrukce pravidelná po výšce a základní periody vlastních kmitů  $T_1$  v obou hlavních směrech jsou menší než:

$$T_1 \leq \left[ \frac{4 \cdot T_c}{2,0} \right] \quad (20)$$

Pokud jsou tato kritéria splněna, je poté možno přistoupit k výpočtu smykové síly v základu podle vztahu (21).

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (21)$$

Pořadnice návrhového spektra při periodě kmitu  $T_1$  se má vypočítat podle velikosti periody  $T_1$ . Pokud je ovšem perioda kmitu zjištěna jinak než normovými postupy, musí se použít spektrum  $S_d(T_c)$ , což je náš případ. Součinitel duktility (23) je určen dle ČSN EN 1998-6 [8].

$$S_d(T_1) = S_d(T_c) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (22)$$

$$q = q_0 \cdot k_r \quad (23)$$

Smyková síla v základu spočítaná v příloze touto metodikou je menší než poloviční oproti síle od větru, čímž se potvrzuje výše uvedené tvrzení a ve výpočtech s tímto zatížením nebude uvažováno.

## 4.6. Zatížení teplotou

Komín, který vede teplé plyny, bude již kvůli své funkci mnohem více zatížený teplotou než většina běžných konstrukcí. Kromě napětí od změny teploty se zde musí také myslet na to, zda teplota oceli nepřesáhne 100°C a nebude nutno počítat s redukovanými vlastnostmi.

Pokud teplota přesáhne tuto hranici, můžeme v návrhu použít oceli vyšších pevností, popř. použít oceli méně citlivé na vysoké teploty v souladu s normou ČSN EN 13084-7 [9].

Kromě teploty proudících plynů se ve výpočtu musí zahrnout také venkovní teplota. Ta se se odečte z map průměrných teplot uvedených v ČSN EN 1991-1-5 [10] podobně jako ostatní klimatická zatížení a to jak pro letní, tak i pro zimní období. V letním období se navíc musí ještě počítat se zvýšením teploty na osluněné straně. Oslunění působí v plné síle na předních 90° a dále se pak postupně snižuje až na teplotu na neosluněné straně, jak je patrné na Obr. 15.

Zatížení popsané v [10] je poměrně složitě rozděleno do čtyř základních složek, kterými jsou rovnoměrná složka, lineárně proměnné rozdílové složky ve směrech y a z a nelineární rozdílová složka. Poslední jmenovaná nevyvolává žádné zatěžovací účinky a proto by se počet složek mohl snížit na tři. V tomto výpočtu bude ovšem uvažováno pouze s konstantní složkou, protože komín není izolovaný a má tloušťku pouze 6 mm, takže se dá předpokládat, že teplota bude v celé tloušťce víceméně konstantní a bude průměrem vnitřní a vnější teploty.

Ve výpočetním modelu se jako zatížení uvádí rozdíl mezi současnou teplotou a teplotou při montáži konstrukce. Byly vytvořeny 3 zatěžovací stavy – 2 pro letní a 1 pro zimní období. Oslunění je odstupňováno po 10° a protože model má sudý počet dílků, bude mít úhel s plným osluněním 100° (Obr. 16). V zimním období bude zatížení konstantní po celé konstrukci.

Výpočet konkrétních teplot je uveden v příloze č. 1.

$$\Delta T_{min} = \frac{T_{in} + T_{min}}{2} - T_0 \quad (24)$$

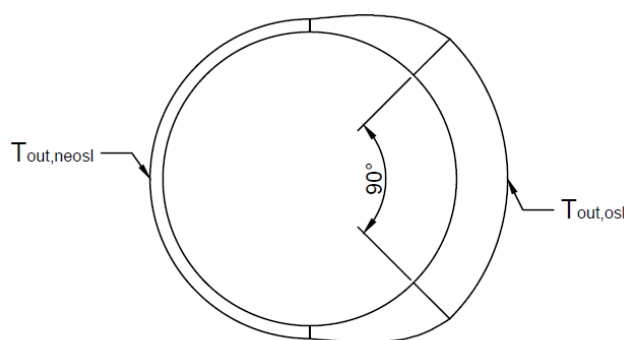
$$\Delta T_{out,osl} = \frac{T_{in} + T_{out,osl}}{2} - T_0 \quad (25)$$

$$\Delta T_{out,neosl} = \frac{T_{in} + T_{out,neosl}}{2} - T_0 \quad (26)$$

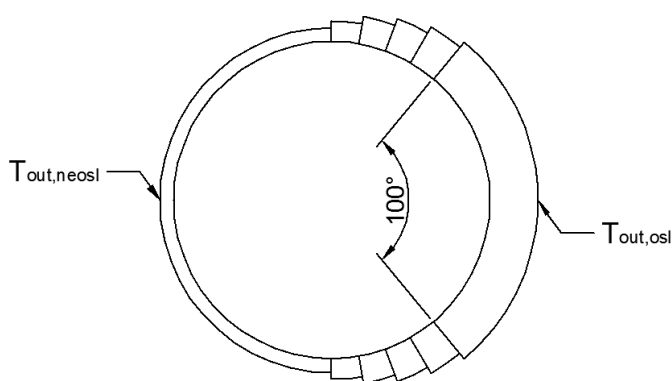
Výpočet  $T_{out,osl}$  a  $T_{out,neosl}$  je ve vztazích (27) a (28) a je určen pro povrch světle zbarvený.

$$T_{out,osl} = T_{max} + 2^{\circ}C \quad (27)$$

$$T_{out,neosl} = T_{max} + 30^{\circ}C \quad (28)$$



Obr.15 – průběh teplot na kruhovém průřezu s vlivem oslunění

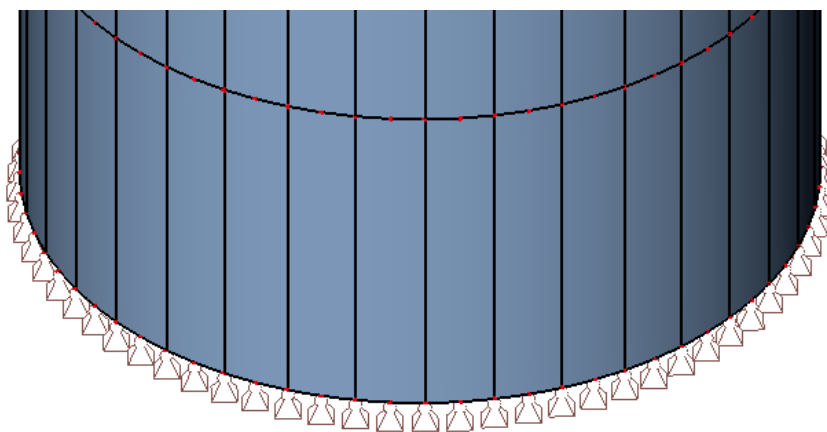


Obr. 16 – průběh teplot na modelu

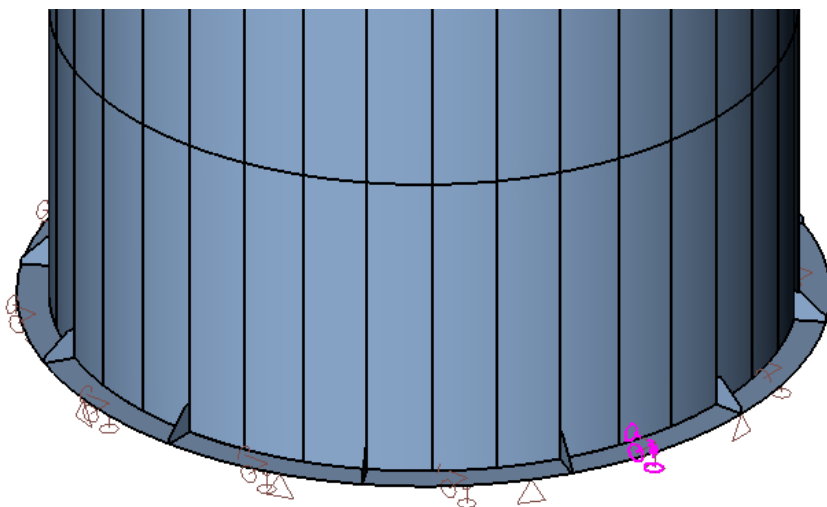
## 5. Tvorba modelu

Model je tvořen v programu Scia Engineer 2013.1 jako prostorový s použitím plošných i prutových prvků. Prutové prvky jsou použity na konstrukci ochozu a žebříku a plošné na konstrukci skořepiny a patního plechu s výztuhami.

Jedno ze zásadních míst konstrukce bude bezpochyby vetknutí do základů. Z tohoto důvodu jsem se ho pokusil vymodelovat co nejvěrohodněji. Místo zjednodušeného uložení po dolním obvodu skořepiny (Obr. 17) jsem vytvořil patní plech s výztuhami, který působí pouze v tlaku po celé ploše a odpovídá betonovému základu. Do softwaru byla zadána okrajová podmínka jako pružné podloží s tuhostí ve směru osy z 30GPa, což je modul pružnosti betonu C20/25. V této podmínce lze zadat také tuhost ve směrech x a y, takže by bylo možno modelovat tření mezi ocelovou konstrukcí a základem. Na stranu bezpečnou byly ale všechny vodorovné účinky přisouzeny šroubům. Šrouby jsou simulovány bodovými podporami a kromě přenášení vodorovných účinků působí v tahu (Obr. 18).

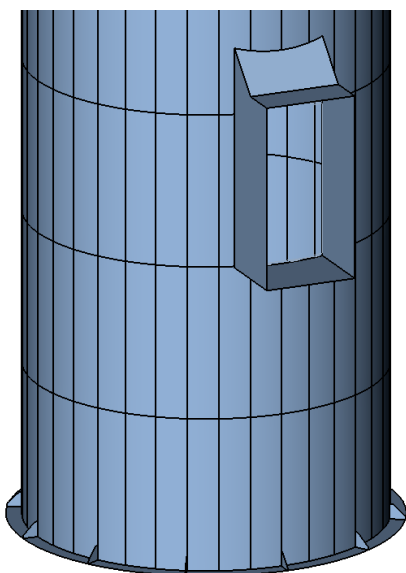


*Obr. 17 – zjednodušené uložení*

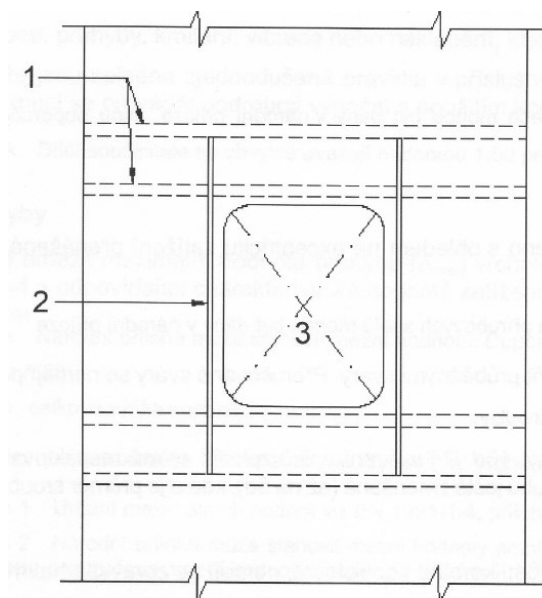


*Obr. 18 – skutečný model vetknutí, jedna bodová podpora zvýrazněna*

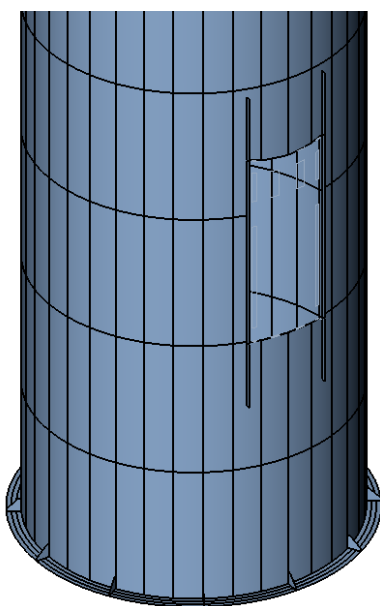
Dalším kritickým místem je otvor pro zaústění spalinové cesty. V těchto místech bude docházet k boulení, a proto je nutné jej vyztužit. Již v původním návrhu bylo požadováno oplechování (Obr. 19) pro připojení spotřebičů, takže při dostatečné tloušťce se toto oplechování mohlo výhodně použít jako výztuha. Pokud by toto oplechování požadováno nebylo, je v normě ČSN EN 1993-3-2 [4] uveden příklad, jakým se mají tyto otvory vyztužit (Obr. 20). Tato možnost byla odzkoušena v několika variantách. Byly vytvořeny modely s různými délkami a tloušťkami výztužných plechů (Obr. 21), některé dokonce spolu s obvodovými prstenci (Obr. 22), ale nakonec se ukázalo, že pokud bude oplechování stejné tloušťky jako nosná skořepina, poslouží lépe než tyto výztuhy.



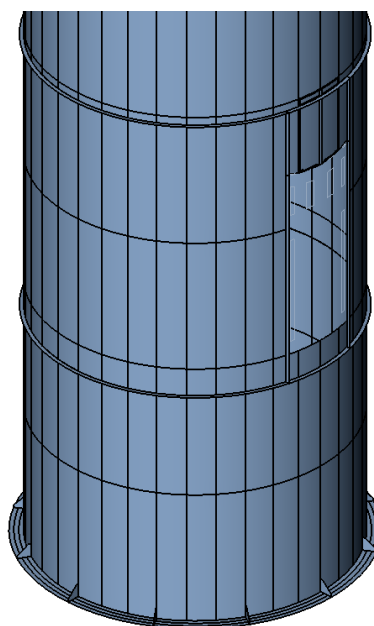
Obr. 19 - konečná varianta výztuhy



Obr. 20 - vyztužení otvoru - doporučení z normy



Obr. 21 – vyztužení modelu - svislé výztuhy



Obr. 22- vyztužení modelu - svislé výztuhy s prstenci

Jak bylo již v kapitole 4.4 zmíněno, konstrukce je rozdělena na poměrně velké množství dílů. Je to proto, že v použitém software nejde zadávat zatížení s proměnným průběhem na zakřivené plochy. Je zde možno zadat pouze zatížení konstantní, a proto byla pro dosažení normového průběhu rozdělena po  $10^\circ$ . V případě, že by software umožňoval zadat proměnné zatížení, by bylo konstrukci možno rozdělit na méně částí, a také dosáhnout spojitého průběhu zatížení (Obr. 14).

Aby podpory, u kterých chceme působení pouze v tlaku či tahu, ve výpočtu opravdu fungovaly, je potřeba vytvořit nelineární kombinace. Nelineární výpočet je poté proveden

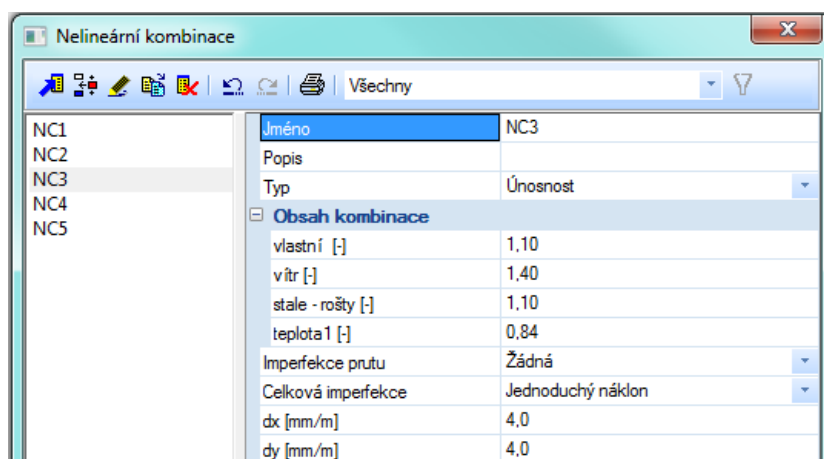
metodou Newton – Raphson s 10 přírůstků, které jsou kompromisem mezi dostatečnou přesností a nároky na výpočetní výkon. Ve výpočtu byly uvažovány následující kombinace zatížení:

- Stálé + vítr
- Stálé + užité
- Stálé + vítr + teplota v zimě
- Stálé + vítr + teplota v létě, oslunění na straně tlaku větru
- Stálé + vítr + teplota v létě, oslunění na straně kolmé k tlaku větru

Součinitele bezpečnosti byly použity v souladu s textem výše. Redukční součinitel  $\psi_0$  je pro zatížení teplotou podle ČSN EN 1990 [11] roven 0,6.

Důležité je zmínit, že u všech kombinací je zavedena imperfekce 67,5 mm ve vrcholu určená podle vztahu (29) a to v obou směrech. Imperfekce je do software zadána jako jednoduchý náklon v obou hlavních směrech s hodnotou 4 mm/m.

$$\Delta = \frac{h}{500} \cdot \sqrt{1 + \frac{50}{h}} \quad (29)$$

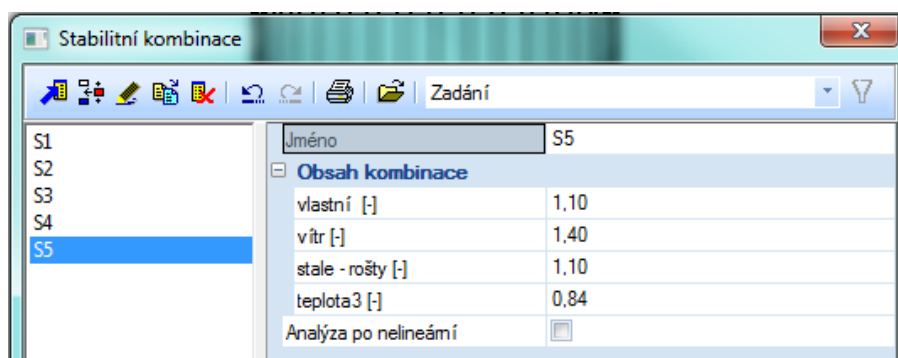


Obr. 23 – nelineární kombinace v software

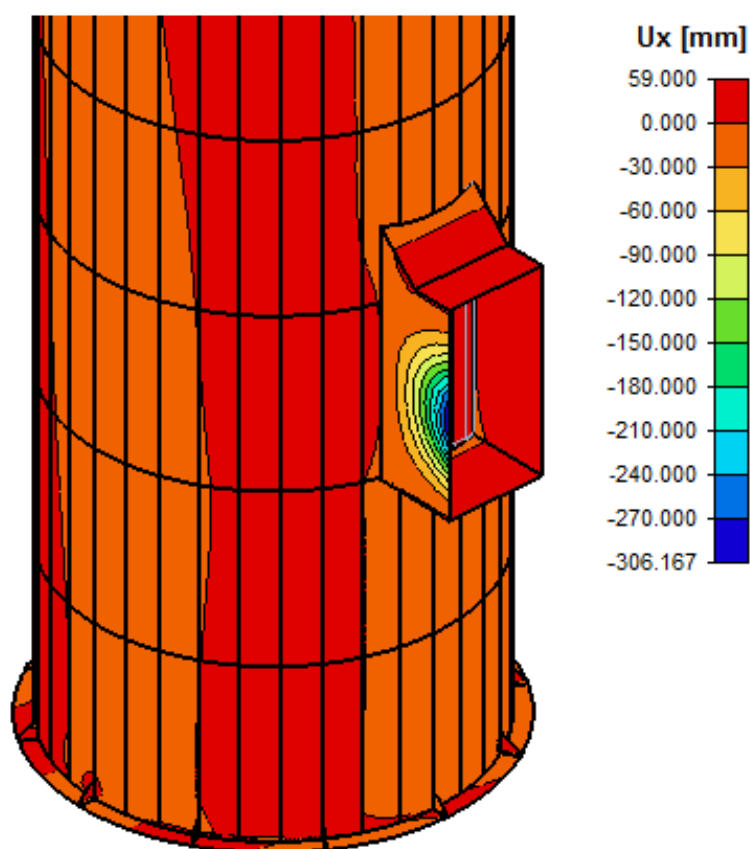
Pro ověření boulení je potřeba vytvořit stabilitní kombinace. V tomto výpočtu software hledá kritické násobky zatížení, při kterých skořepina vybočí a je to v podstatě analýza rozdělení tvaru. Podpory jsou v tomto typu výpočtu uvažovány jako lineární, tzn. že i když v nelineárním výpočtu působily buď pouze v tlaku nebo tahu, teď působí v obou směrech.

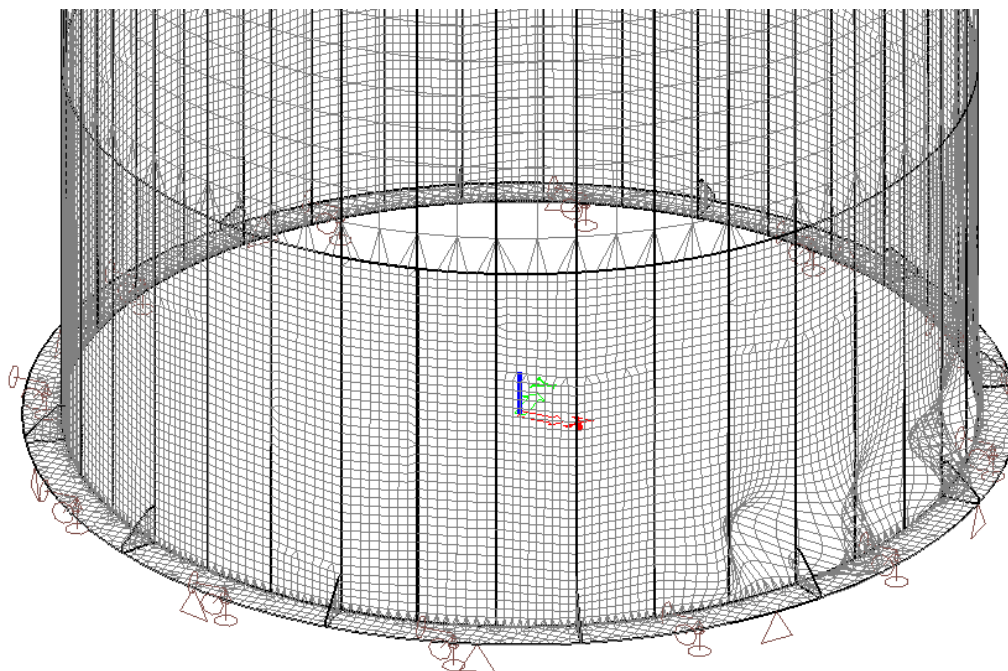
Počítány byly stejné kombinace zatížení jako u nelineárního výpočtu. Ukázalo se, že pro vybočení v místě otvoru je kritická kombinace vlastní tíhy se zatížením od větru, kdežto pro celkovou stabilitu konstrukce je rozhodující kombinace S3, ve které je vlastní tíha se zatížením větrem a teplotou.





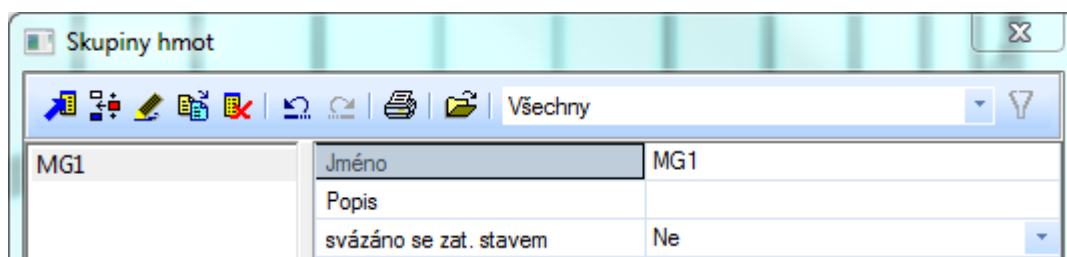
Obr. 24 - stabilitní kombinace v software

Obr. 25 - deformace oplechování, kritický násobek  $r_{cr} = 37,93$

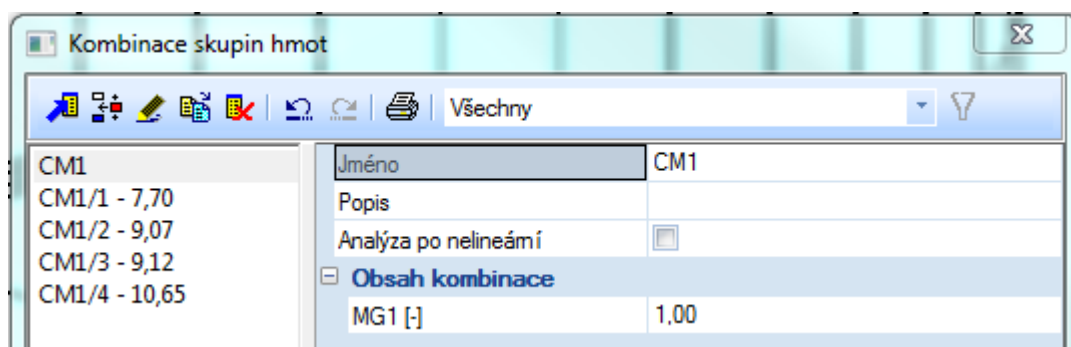


Obr. 26 - deformovaná síť pro rozhodující kombinaci zatížení,  $r_{cr} = 20,32$

Pro zjištění vlastních frekvencí, které je nutné znát pro posouzení konstrukce podle normy, je potřeba vytvořit skupinu hmot. Zde je možno zadat zatížení např. od bodových či plošných hmot. V našem případě zde ale žádná hmota nebude (Obr. 27), protože na komíně není přídavné zatížení, které by vlastní frekvenci ovlivňovalo. Poté co je vytvořena skupina hmot, je třeba ji vložit do kombinace, protože software počítá pouze s kombinacemi. Zde je možno kombinovat různé zatěžovací stavy stejně jako v obyčejných kombinacích. V našem případě zde bude pouze skupina hmot od vlastní tíhy, zadaná v předchozím kroku. Na Obr. 28 lze vidět kromě kombinace hmot již vypočtené vlastní frekvence. Jsou vypočteny pouze 4, protože přesnost výsledků klesá s vyššími frekvencemi a pro výpočet je potřeba znát především první. Kromě frekvence kmitání celého komínu je třeba znát frekvenci při oválování a tou je právě 4. frekvence.



Obr. 27- zadání skupiny hmot



Obr. 28 - kombinace hmot spolu s vlastními frekvencemi

Jak lze vidět výše, model je vcelku složitý, a protože v referenční příručce software jsou popsány metody výpočtu pouze zběžně, bylo působení ověřováno na jednodušších modelech, u kterých je řešení buď známé nebo snadno řešitelné.

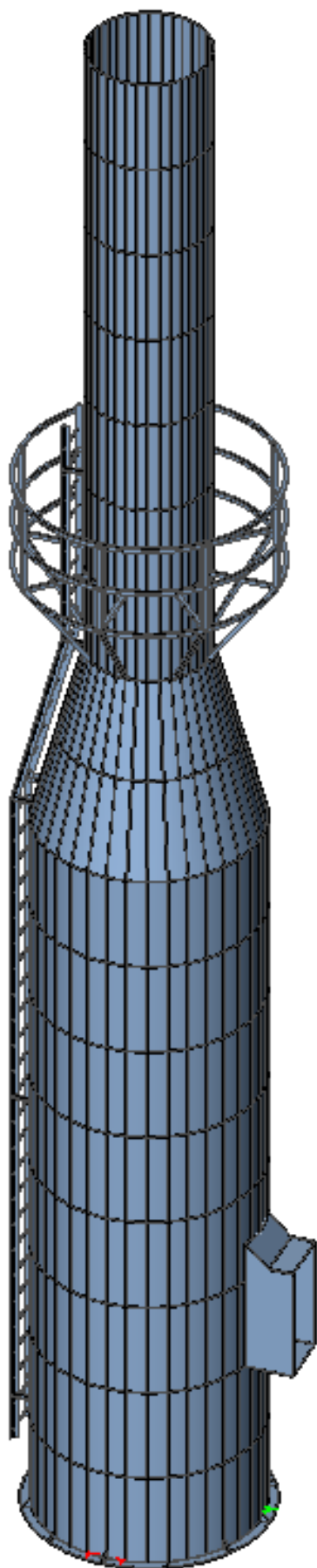
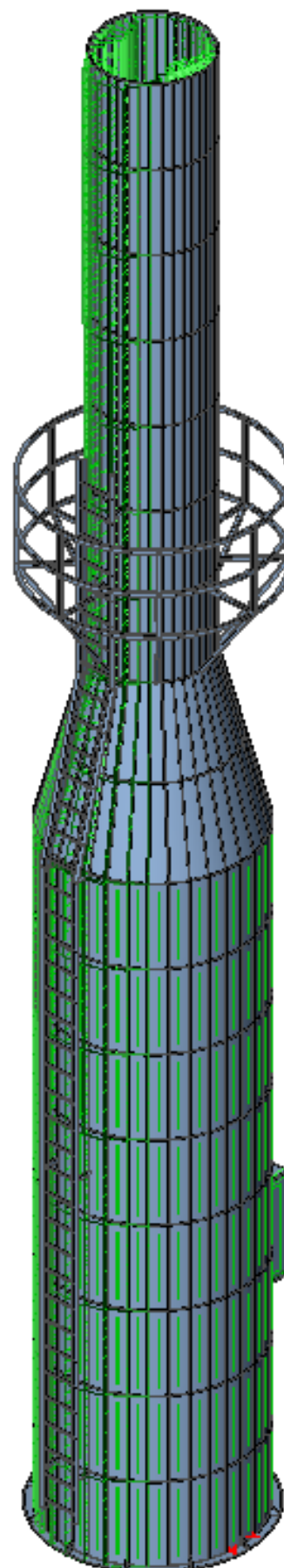
Celková stabilita byla ověřována na prutovém modelu s průřezovými charakteristikami shodnými se skořepinovým modelem. Síly v základech při působení větru vycházely s rozdílem do 7%, což je přijatelné.

Stabilita při boulení byla ověřena na modelu HEB profilu. Tento profil byl vymodelován jako skořepina a jeho kritický násobek zatížení byl téměř shodný s násobkem vypočteným podle Eulerovy teorie. Mírná odchylka byla způsobena tím, že nebyly namodelovány zaoblení, které zvýší tuhost prutu.

Výpočet vlastních frekvencí kmitání byl ověřen na I profilu, který byl vymodelován také jako skořepina. Výsledky byly srovnány s příkladem ze skript pro výpočet se spojitě rozloženou hmotou. Výsledky se shodovaly.

Protože navrhovaný komín je relativně nízký a s velkým průměrem, bylo by ho možno posoudit zjednodušenými vztahy v normě a modelovat ho jako prut. Složitost při tvorbě skořepinového modelu je však vynahrazena podstatně jednodušším posouzením, kdy všechny mezní stavy kromě únavy lze posoudit přímo z napětí spočítaných softwarem.

Na Obr. 29 je znázorněn výsledný model a na Obr. 30 model zatížený větrem.

*Obr. 29 - hotový model**Obr. 30 - model zatížený větrem*

## 6. Posouzení konstrukce

Konstrukce komínu je velice subtilní, a proto se bude posuzovat jako skořepina. Kromě kritérií uvedených v [11] musí splnit podle ČSN EN 1993-1-6 [12] i požadavky na:

- Celkovou stabilitu polohy.
- Rovnováhu mezi zatížením a vnitřními silami.
  - o Mezní stav plastifikace.
  - o Mezní stav boulení.
- Omezení trhlin způsobených cyklickou plastifikací.
- Omezení trhlin způsobených únavou.

### 6.1. Mezní stav plasticity

Mezní stav plasticity je stav, kdy je vyčerpána schopnost konstrukce přenášet zatížení v důsledku plastifikace materiálu. Při posouzení musí návrhová napětí  $\sigma_{eq,Ed}$  v každé části konstrukce splňovat podmínku (30). Jako tato napětí se mohou použít srovnávací HMM napětí dle vztahu (31), které dávají konzervativní hodnoty a jsou vhodné pro potřeby navrhování. Návrhová pevnost materiálu se stanoví ze vztahu (32). Tyto vztahy platí při použití numerické lineární nebo geometricky nelineární pružnostní analýzy.

$$\sigma_{eq,Ed} \leq f_{ef,Rd} \quad (30)$$

$$\sigma_{ef,Ed} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{\theta,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{\theta,Ed} + 3 \cdot (\tau_{x,\theta,Ed}^2 + \tau_{xn,Ed}^2 + \tau_{\theta n,Ed}^2)} \quad (31)$$

$$f_{ef,Rd} = f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (32)$$

Pokud zanedbáme hodnoty napětí  $\tau_{xn,Ed}$  a  $\tau_{\theta n,Ed}$ , které bývají obvykle velmi malé, dostaneme vztah (33). Tento vztah používá pro výpočet i Scia Engineer, jak uvádí v příručce (Obr. 31).

$$\sigma_{ef,Ed} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{\theta,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed} \cdot \sigma_{\theta,Ed} + 3 \cdot \tau_{x,\theta,Ed}^2} \quad (33)$$

Numerický výpočet lze provést také pomocí nelineárních analýz, které mohou být nelineární materiálově, geometricky nebo obojí. Jako protiklad k poměrně složité nelineární analýze nabízí norma také alternativu přímého návrhu, který spočívá ve vypočtení napětí podle vzorců v normě. Tyto vzorce jsou však odvozeny pouze pro symetrické tvary skořepin a symetrické zatížení, takže nerovnoměrné zatížení od větru se jimi nedá vystihnout. Proto se hodí spíše pro návrh např. sil.

sigE+	Ekvivalentní napětí na kladném povrchu (Mises)	$\sqrt{sigx^2 + sigy^2 - sigx * sigy + 3 * sigxy^2}$
-------	--	--

Obr. 31 – výpočet ekvivalentního napětí v software

## 6.2. Mezní stav cyklické plastifikace

Toto je stav, při kterém v konstrukci dochází vlivem cyklického zatěžování a odlehčování k plastifikaci určité části v tahu a tlaku, což způsobuje opakované plastické působení popř. vede ke vzniku místních trhlin při vyčerpání schopnosti materiálu pohlcovat energii. V podstatě se jedná o nízkocyklovou únavu.

Posoudit se mají všechna proměnná zatížení, která se mohou vyskytnout ve více než 3 cyklech a tato zatížení se mají brát v charakteristické hodnotě. Ve výpočtu bude ovšem uvažován pouze zatěžovací stav od větru, protože užité zatížení jsou vzhledem ke své malé ploše zanedbatelná a napětí od teplot budou nabývat pouze kladných hodnot.

Jako návrhová hodnota rozkmitu napětí  $\Delta\sigma_{eq,Ed}$  se má brát největší změna srovnávacího HMM napětí vypočteného dle vztahu (34), ve kterém  $\Delta$  znamená rozdíl extrémů napětí. Toto se má provést pro vnitřní i vnější povrch ( $i = 1,2$ ).

$$\Delta\sigma_{ef,Ed} = \sqrt{\Delta\sigma_{x,Ed,i}^2 + \Delta\sigma_{\theta,Ed,i}^2 - \Delta\sigma_{x,Ed,i} \cdot \Delta\sigma_{\theta,Ed,i} + 3 \cdot \Delta\tau_{x,\theta,Ed,i}^2} \quad (34)$$

Návrhový rozkmit musí splnit podmínku (35).

$$\Delta\sigma_{eq,Ed} = \Delta f_{eq,Rd} = 2 \cdot f_y \quad (35)$$

Stejně jako u plasticity, tyto vztahy platí pouze pro lineární či geometricky nelineární pružnou analýzu. Je možno použít nelineární analýzy či přímý návrh.

### 6.3. Mezní stav boulení

Tento stav je charakterizován vznikem velkých posunutí ve směru kolmém na plášť skořepiny v důsledku ztráty stability. Tato ztráta stability je způsobena tlakovými a smykovými membránovými napětími.

Při výpočtu pevnosti při boulení je třeba zohlednit geometrické odchylky, které mají na skořepinu podstatný vliv. Proto jsou zavedeny 3 třídy jakosti provedení, ze kterých byla vybrána jakost A, tedy nejvyšší.

Návrh lze provést, stejně jako u všech ostatních mezních stavů, mnoha způsoby a asi nejjednodušší je návrh podle výpočtu napětí. V tomto postupu jde o určení kritického napětí, kdy konstrukce vyboulí a jedná se o podobný princip jako při výpočtu kritické síly u vzpěru či kritického momentu u klopení nosníku.

Podle přílohy normy se v tomto postupu určí pružná kritická napětí  $\sigma_{x,Rcr}$ ,  $\sigma_{\theta,Rcr}$  a  $\tau_{x\theta,Rcr}$  při boulení a z těchto napětí se poměrně jednoduchým postupem určí návrhové hodnoty pevnosti při boulení. Bohužel jsou vztahy v příloze pro určení kritických napětí ve většině případů pouze pro skořepiny uložené na 2 koncích, takže pro komín vetknutý do základů jsou nepoužitelné.

Proto byla použita lineární pružnostní analýza rozdělení tvaru, ve které se ve výpočetním software určuje nejnižší vlastní hodnota, při které skořepina vyboulí. Tato hodnota je nazývána faktor pružné únosnosti při boulení  $r_{Rcr}$ . Faktor návrhové únosnosti při boulení se stanoví ze vztahu (36), a pokud splní podmínku (37), konstrukce vyhoví na boulení. Součinitel  $\gamma_{M1}$  je v tomto případě roven 1,1.

$$r_{Rd} = r_{Rk} / \gamma_{M1} \quad (36)$$

$$r_{Rd} \geq 1 \quad (37)$$

### 6.4. Mezní stav únavy

Jako mezní stav únavy se označuje stav, ve kterém opakované cykly rostoucího a klesajícího napětí vedou k rozvoji trhlin. Tato napětí mají být stanovena pomocí lineární pružnostní analýzy konstrukce zatížené návrhovými hodnotami zatížení větrem [2]. Obecně mají být posouzeny účinky vyvolané silami ve směru větru i kolmo na něj.

V ČSN EN 1993-3-2 [2] stojí, že pokud komín splní určité požadavky, není potřeba vyšetřovat únavové zatížení. Tyto požadavky jsou:

- návrhová životnost konstrukce je maximálně 50 let

- konstrukce kmitá pouze ve směru větru
- únavové kategorie všech detailů jsou vyšší než 71 N/mm<sup>2</sup>

Pokud komín výše uvedené požadavky nesplní, je třeba jej posoudit. Komíny se posuzují vedle ČSN EN 1993-1-9 [13], která obsahuje především podmínky posouzení a kategorie detailů, také podle ČSN EN 1993-3-1 [4], ze které se určují rozkmity napětí.

Při výpočtu rozkmitu napětí se postupuje následujícím způsobem. Určí se součinitel expozice  $c_e$  (38) a součinitel  $c_s c_d$ , z nichž se podle vztahu (39) vypočte poryvový součinitel  $G$ . Při tomto výpočtu se nesmí zapomenout, že oba součinitele vstupujícího do výpočtu  $G$  jsou závislé na výšce nad zemí, a proto se velikost  $G$  bude měnit. Je vhodné si rozdělit konstrukci na určitý počet úseků a na nich počítat  $G$  pro nejvyšší bod úseku. Počítaný komín je již od začátku dělen po výšce po 1 m a toto rozdělení zůstane zachováno i pro výpočet únavy.

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (38)$$

$$G = c_e(z) \cdot c_s c_d - 1 \quad (39)$$

Po výpočtu poryvového součinitele se dle vztahů (40,41) určí rozkmit napětí. Aby bylo možno tato napětí posoudit, je třeba je převést na napětí pro 2 miliony cyklů  $\Delta\sigma_{E,2}$ . Pro tento počet cyklů je totiž určena kategorie jednotlivých detailů obsažených v normě. Napětí se převádí podle vztahu (44), kde  $\lambda$  (43) je součinitel ekvivalence. Součinitel ekvivalence závisí na počtu cyklů  $N$  (42), kde  $T$  je návrhová životnost v letech a na sklonu křivky únavové pevnosti  $m$ .

$$\Delta\sigma_G = \Delta\sigma_m \cdot G/4 \quad (40)$$

$$\Delta\sigma_E = (\Delta\sigma_G - \Delta\sigma_m) \cdot 1,1 \quad (41)$$

$$N_i = 10^5 \cdot T/50 \quad (42)$$

$$\lambda = \left( \frac{N}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (43)$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Delta\sigma_E \quad (44)$$

Postup je uveden pouze pro normálové rozkmity napětí, protože rozkmity smykových napětí se stanoví analogicky.

Pokud máme vypočteny rozkmity napětí, můžeme přistoupit k samotnému posouzení na únavu. Normálové napětí musí splnit podmínky uvedené v (45-48), kde pro součinitel  $\gamma_{FF}$



je doporučená hodnota 1,0 a součinitel  $\gamma_{Mf}$  se určí z Tab. 6 v závislosti na metodě použité pro posouzení a důsledcích porušení.

$$\Delta\sigma_{E,2} \leq 1,5 \cdot f_y \quad (45)$$

$$\Delta\tau_{E,2} \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3} \quad (46)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (47)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (48)$$

Metoda hodnocení	Důsledky porušení	
	mírné	závažné
Přípustná poškození	1,00	1,15
Bezpečná životnost	1,15	1,35

Tab. 6 – doporučené hodnoty součinitelů  $\gamma_{Mf}$

Pokud se v únavovém detailu vyskytují jak normálová, tak smyková napětí, je třeba vyšetřit jejich kombinaci podle vztahu (49).

$$\left( \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left( \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1,0 \quad (49)$$

## 6.5. Mezní stavy použitelnosti

V mezních stavech použitelnosti mají být uvažovány následující stavy:

- deformace a průhyby ve směru větru a/nebo kolmo ke směru větru, které mají nepříznivý vzhledový účinek nebo brání účelnému užívání konstrukce
- kmitání, vibrace nebo naklánění, které mohou vyvolat obavy v kolemjdoucích
- deformace, průhyby, kmitání, vibrace nebo naklánění, které mohou způsobit poškození nenosných prvků

Pokud jsou splněna následující kritéria, považují se požadavky na mezní stavy použitelnosti za splněné.

Maximální výchylka vrcholu vetknutého komínu má být určena pro charakteristické hodnoty zatížení a má být omezena hodnotou  $\delta_{\max}$  (50).

$$\delta_{\max} = h/50 \quad (50)$$

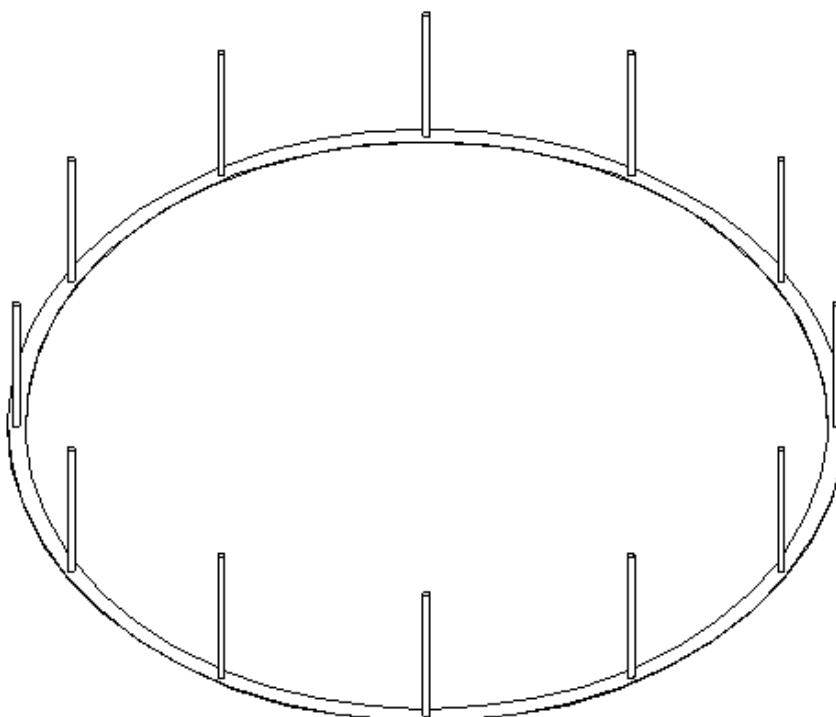
Mezní amplituda příčného kmitání má být určena podle Tab. 7 v závislosti na třídě spolehlivosti.

Třída spolehlivosti	Mezní amplituda příčného kmitání	
3	0,05	násobek vnějšího průměru
2	0,10	
1	0,15	

Tab. 7 - doporučené maximální amplitudy příčného kmitání

## 7. Posouzení vybraného styčníku

Protože konstrukce má návrhovou životnost 50 let a nekmitá kolmo na směr větru, stačí na únavu posoudit pouze ty detaily, které mají únavovou životnost nižší než  $71 \text{ N/mm}^2$ . Z těchto detailů byla vybrána kotevní závitová tyč. Tato tyč bude součástí kotevního kruhu Obr. 32, který bude zabetonován při betonáži patky a díky kterému bude dodržena montážní přesnost.



Obr. 32 - kotevní kruh

## 7.1. Posouzení únosnosti kotevní závitové tyče

Návrh: závitová tyč M20 8.8 délky 500 mm, hloubka zabetonování  $h = 400$  mm  
beton C20/25

Návrhové síly:

$$N_{Ed} = 64,18 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} = 4,05 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 27,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{y,Ed}^2 + V_{z,Ed}^2} = \sqrt{4,05^2 + 27,0^2} = 27,3 \text{ kN}$$

Únosnost tyče v tahu:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \cdot 245}{1,25} = 141,12 \text{ kN}$$

Únosnost tyče ve střihu:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \cdot 800 \cdot 245}{1,25} = 78,4 \text{ kN}$$

Únosnost plechu v otláčení:

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \\ \frac{e_1}{3 \cdot d_0} \\ \frac{p_1}{3 \cdot d_0} \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{800}{235} \\ \frac{50}{3 \cdot 22} \\ \frac{621}{3 \cdot 22} \end{array} \right\} = 0,758$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \\ 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \\ 2,5 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,8 \cdot \frac{50}{22} - 1,7 \\ 1,4 \cdot \frac{621}{22} - 1,7 \\ 2,5 \end{array} \right\} = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 0,758 \cdot 360 \cdot 20 \cdot 20}{1,25} = 218,3 \text{ kN}$$

Únosnost v protlačení:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 32,3 \cdot 20 \cdot 360}{1,25} = 350,69 \text{ kN}$$

Posouzení:

$$B_{p,Rd} = 350,69 \text{ kN} > N_{Ed} = 64,18 \text{ kN}$$

**Provedený posudek dle normy ČSN EN 1993-1-8 VYHOVÍ na maximální tahovou sílu. Tyto účinky jsou vyvozeny především zatížením od větru a teploty.**

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{27,3}{78,4} + \frac{64,18}{1,4 \cdot 141,12} = 0,673 < 1,0$$

**Provedený posudek dle normy ČSN EN 1993-1-8 VYHOVÍ na kombinaci tahové a smykové síly. Tyto účinky jsou vyvozeny především zatížením od větru a teploty.**

Vytržení tyče z betonu:

počítáno jako pro šrouby s kotevní hlavou, protože je zde kotevní plech

$$N_{Rk,p} = 6 \cdot A_h \cdot f_{ck,cube} \cdot \psi_{ucr,N}$$

$\psi_{ucr,N}$  – pro beton s trhlinami rovno 1

$$A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2) = \frac{\pi}{4} \cdot (50^2 - 20^2) = 1649,34 \text{ mm}^2$$

$d_h$  – na stranu bezpečnou je uvažováno pouze s polovinou šířky plechu, protože plech není vyztužen žebry

$$N_{Rk,p} = 6 \cdot A_h \cdot f_{ck,cube} \cdot \psi_{ucr,N} = 6 \cdot 1649,34 \cdot 25 \cdot 1 = 247,4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 64,18 \text{ kN} < N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} = \frac{247,4}{1,5} = 164,9 \text{ kN}$$

**Provedený posudek dle normy ČSN P CEN/TS 1992-4-2 [14] VYHOVÍ na maximální tahovou sílu. Tyto účinky jsou vyvozeny především zatížením od větru a teploty.**

Posudek byl proveden také alternativně za předpokladu přenosu síly pouze třením mezi povrchem tyče a betonem.

$$f_{c,td} = \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,5}{1,5} = 1 \text{ MPa}$$

$$h_{min} = \frac{0,2 \cdot N_{Ed}}{\pi \cdot d \cdot f_{td}} = \frac{0,2 \cdot 64180}{\pi \cdot 20 \cdot 1} = 204,3 \text{ mm} < h = 400 \text{ mm} \quad \text{VYHOVÍ}$$

Pro kotvy s přídatnou výztuží je nutno dále provést ověření na:

- Rozštěpení betonu
- Odprýsknutí betonu
- Porušení oceli výztuže
- Porušení kotevní výztuže

Pro tyto ověření je však nutno provést návrh železobetonové patky, což překračuje rámec této práce a nejsou tedy provedena.

Napětí na základovou desku:

$$\sigma_{z,max} = 7,483 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{z,max} < f_{cd}$$

**Provedený posudek dle normy ČSN EN 1992-1-1 [15] VYHOVÍ na maximální kontaktní napětí. Tyto účinky jsou vyvozeny především zatížením od větru a teploty.**

## 7.2. Posouzení kotevní závitové tyče na únavu

Jelikož konstrukce není nijak významně dynamicky zatěžována, nebyl rozkmit napětí počítán pomocí součinitele  $G$ , ale přímo z rozdílů mezi napětím od zatížení větrem a desetiminutovou střední rychlostí větru.

Síly v kotevní tyči:

$$N_G = 37,36 \text{ kN}$$

$$N_m = 28,15 \text{ kN}$$

$$V_G = 5,87 \text{ kN}$$

$$V_m = 4,42 \text{ kN}$$

Napětí v kotevní tyči:

$$\sigma_G = \frac{N_G}{A_S} = \frac{37360}{245} = 152,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N_m}{A_S} = \frac{28150}{245} = 114,89 \text{ MPa}$$

$$\tau_G = \frac{V_G}{\alpha_V \cdot A_S} = \frac{5870}{0,5 \cdot 245} = 47,92 \text{ MPa}$$

$$\tau_m = \frac{V_m}{\alpha_V \cdot A_S} = \frac{4420}{0,5 \cdot 245} = 36,08 \text{ MPa}$$

Výpočet rozkmitů napětí

$$\Delta\sigma_E = (\sigma_G - \sigma_m) \cdot 1,1 = (152,49 - 114,89) \cdot 1,1 = 41,36 \text{ MPa}$$

$$\Delta\tau_E = (\tau_G - \tau_m) \cdot 1,1 = (47,92 - 36,08) \cdot 1,1 = 13,02 \text{ MPa}$$

Počet cyklů:

$$N = 10^5 \cdot \frac{T}{50} = 10^5 \cdot \frac{50}{50} = 10^5$$

Součinitele ekvivalence

$$\lambda_\sigma = \left( \frac{N}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{m}} = \left( \frac{10^5}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,3684$$

$$\lambda_\tau = \left( \frac{N}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{m}} = \left( \frac{10^5}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{5}} = 0,5493$$

Napětí pro 2 miliony cyklů:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda_\sigma \cdot \Delta\sigma_E = 0,3684 \cdot 41,36 = 15,24 \text{ MPa}$$

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda_\tau \cdot \Delta\tau_E = 0,5493 \cdot 13,02 = 7,15 \text{ MPa}$$

Posouzení:

$$\Delta\sigma_{E,2} = 41,36 \text{ MPa} < 1,5 \cdot f_y = 1,5 \cdot 235 = 352,5 \text{ MPa}$$

**Provedený posudek dle normy ČSN EN 1993-1-9 VYHOVÍ na rozkmit normálových napětí. Tyto účinky jsou vyvozeny zatížením od větru.**

$$\Delta\tau_{E,2} = 13,02 \text{ MPa} < 1,5 \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 1,5 \cdot \frac{235}{\sqrt{3}} = 203,52 \text{ MPa}$$

**Provedený posudek dle normy ČSN EN 1993-1-9 VYHOVÍ na rozkmit smykových napětí. Tyto účinky jsou vyvozeny zatížením od větru.**

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}} = \frac{1,0 \cdot 15,24}{50 / 1,35} = 0,41 < 1,0$$

**Provedený posudek dle normy ČSN EN 1993-1-9 VYHOVÍ na rozkmit normálových napětí. Tyto účinky jsou vyvozeny zatížením od větru.**

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf}} = \frac{1,0 \cdot 7,15}{100 / 1,35} = 0,097 < 1,0$$

**Provedený posudek dle normy ČSN EN 1993-1-9 VYHOVÍ na rozkmit smykových napětí. Tyto účinky jsou vyvozeny zatížením od větru.**

$$\left( \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left( \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 = \left( \frac{1,0 \cdot 15,24}{50 / 1,35} \right)^3 + \left( \frac{1,0 \cdot 7,15}{100 / 1,35} \right)^5 = 0,069 \leq 1,0$$

**Provedený posudek dle normy ČSN EN 1993-1-9 VYHOVÍ na kombinaci rozkmitu smykových a normálových napětí. Tyto účinky jsou vyvozeny zatížením od větru.**

## 8. Závěr

Mezi dynamicky nejnáročnější konstrukce patří jistě ty, které jsou namáhány aerodynamickými jevy. Jedná se především o štíhlé konstrukce, mezi které můžeme kromě komínů zařadit také vysílače či rozhledny. Na těchto stavbách nebývá zatížení pouze statického charakteru, ale může docházet k dynamickým jevům, jako je Karmánovo kmitání, oválování či galloping.

Překvapivě významné se ukázalo být napětí od zatížení teplotou. Hodnoty byly vyšší než od zatížení větrem, které bývá pro návrh obvykle rozhodující. To bylo způsobeno tím, že komín není tepelně izolován od spalin, a tudíž je jimi konstrukce velmi oteplována. Toto zatížení by mohlo vést ke kolapsu konstrukce, pokud by bylo zanedbáno, jak bývá zvykem u pozemních staveb. Užitná zatížení se vzhledem k malé ploše ochozu ukázala být zanedbatelná.

Řešená diplomová práce popisuje návrh a posouzení reálné konstrukce, tudíž bylo nutné zohlednit všechny faktory návrhu tak, aby konstrukce byla schopna provozu.

Komínová tělesa jsou nedílnou součástí všech staveb kolem nás a jejich návrh patří k obtížnějším úlohám ve stavební praxi.

Při řešení této práce jsem se blíže seznámil s aerodynamickými jevy, únavou oceli a dalšími specifiky, týkající se právě komínových konstrukcí. Získal jsem mnoho zkušeností a dovedností v této oblasti včetně zpracování výrobní dokumentace.



### **Poděkování**

Tímto bych chtěl poděkovat panu Ing. Romanu Fojtíkovi, Ph.D. za konzultace, podněty a názory při vedení mé diplomové práce.

## 9. Seznam použité literatury

- [1] Studnička, J., Macháček, J., Votlučka, L.: *Ocelové konstrukce 20 Pozemní stavby*, Praha: Vydavatelství ČVUT, 1998.
- [2] ČSN EN 1993-3-2: *Navrhování ocelových konstrukcí – Část 3-2: Stožáry a komíny – Komíny*, Praha: Český normalizační institut, 2008.
- [3] Scia Engineer: 2013.1. NEMETSCHEK AG. [online]. [cit. 2014-10-28]. Dostupné z: <http://nemetschek-scia.com/>
- [4] ČSN EN 1993-3-1: *Navrhování ocelových konstrukcí – Část 3-1: Stožáry a komíny – Stožáry*, Praha: Český normalizační institut, 2008.
- [5] ČSN EN 1991-1-4: *Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem*, Praha: Český normalizační institut, 2007.
- [6] ČSN EN 13084-1: *Volně stojící komíny – Část 1 : Všeobecné požadavky*, Praha: Český normalizační institut, 2007
- [7] ČSN EN 1998-1: *Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 1: Obecná pravidla, seizmická zatížení a pravidla pro pozemní stavby*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [8] ČSN EN 1998-6: *Navrhování konstrukcí odolných proti zemětřesení – Část 6: Věže, stožáry a komín*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [9] ČSN EN 13084-7: *Volně stojící komíny – Část 7 : Specifikace válcových ocelových dílů pro jednovrstvé ocelové komíny a ocelové vložky*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [10] ČSN EN 1991-1-5: *Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení – Zatížení teplotou*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013.
- [11] ČSN EN 1990: *Zásady navrhování konstrukcí*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.
- [12] ČSN EN 1993-1-6: *Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-6: Pevnost a stabilita skořepinových konstrukcí*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [13] ČSN EN 1993-1-9: *Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-9: Únava*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.

- [14] ČSN P CEN/TS 1992-4-2: *Navrhování kotvení do betonu – Část 4-2: Kotvy s hlavou*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2010.
- [15] ČSN EN 1992-1-1: *Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

## 10. Použitý software

Scia Engineer 2013.1

AutoCAD 2012

Autodesk Inventor 2014

MS Office 2010

## 11. Seznam příloh

Příloha č. 1 – Tepelný výpočet

Příloha č. 2 – Statický výpočet

Příloha č. 3 – Výstup ze Scia Engineer 2013.1

Výkresová dokumentace